

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

BRUNO CRESTANI

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DO FATOR DE SEGURANÇA DE TALUDES
ATRAVÉS DO MÉTODO DE MONTE CARLO

Florianópolis

2018

Bruno Crestani

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA DO FATOR DE SEGURANÇA DE TALUDES
ATRAVÉS DO MÉTODO DE MONTE CARLO**

Trabalho de conclusão de curso submetido ao
Departamento de Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina como requisito para a
obtenção do Título de Engenheiro Civil.
Orientadora: Prof.^a Dra. Gracieli Dienstmann

Florianópolis

2018

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Crestani, Bruno

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DO FATOR DE SEGURANÇA DE TALUDES
ATRAVÉS DO MÉTODO DE MONTE CARLO / Bruno Crestani ;
orientadora, Gracieli Dienstmann . 2018.
109 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2018.

Inclui referências.


1. Engenharia Civil. 2. Análise probabilística do Fator
de Segurança de taludes: I. ; Gracieli Dienstmann. II.
Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

Bruno Crestani

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA DO FATOR DE SEGURANÇA DE TALUDES
ATRAVÉS DO MÉTODO DE MONTE CARLO**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pela Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 26 de junho de 2018.


Prof.ª Luciana Robde, Dr.ª,
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:


Prof.ª Gracieli Dienstmann, Dr.ª
Orientadora

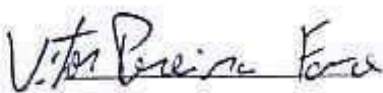
Universidade Federal de Santa Catarina


Prof. Rafael A. R. Higashi, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina


Eng. Civil Rafael Cordeiro

PROSUL - Projetos, Supervisão e Planejamento LTDA


Prof. Vitor Pereira Faro
Universidade Federal do Paraná

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por todos os caminhos aos quais fui guiado, pelas vitórias e também pelas derrotas que me mostraram como ser uma pessoa cada vez melhor.

A minha família, por terem sido a base em todos os momentos, desde a minha infância até hoje. Sou eternamente grato aos meus pais, Lucia e Bonfilho, pelo grande exemplo de determinação e esforço, por sempre terem se dedicado ao máximo, apoiando e acreditando nos meus sonhos. Amo vocês incondicionalmente!

As minhas irmãs, Débora Luana e Luciana, minhas melhores amigas, as quais sempre estiveram dispostas a me ouvir e aconselhar, vocês são indispensáveis na minha vida. Obrigado por sempre acreditarem na minha capacidade!

A minha nona, por ser um exemplo de força e carinho. Obrigado por ter orgulho de mim. Você estará sempre em nossos corações.

A universidade, pelas oportunidades e pessoas as quais tive o prazer de compartilhar conhecimentos e experiências.

Aos professores, tendo em vista a dedicação e carinho pela profissão, em especial a professora Gracieli, exemplo de profissional, a qual sempre apresentou-se disposta a auxiliar e ajudar, principalmente na orientação desse trabalho. Você é incrível, e sem sua ajuda esse trabalho seria ainda mais difícil.

Aos membros da banca, Rafael A. R. Higashi e Rafael Cordeiro, por aceitarem e contribuírem com o desenvolvimento desse trabalho.

Sou grato também ao EPEC, por ter sido a minha primeira experiência profissional e também por ter me mostrado o principal motivo de ter escolhido o curso de Engenharia Civil, que é impactar e fazer a diferença na sociedade.

Agradeço a Softplan, pela grande oportunidade de crescimento e desenvolvimento. Em especial a equipe do Kaasa, Rafael e Giovanna, por me apoiarem e acreditarem no meu potencial. Muito obrigado e espero que seja apenas o início dessa jornada juntos.

Aos meus amigos, que proporcionaram os momentos mais alegres da minha vida. Sejam eles de Salto do Lontra, do intercâmbio ou de Florianópolis. Muito obrigado por terem compartilhado tanto carinho, amor e principalmente paciência, sempre estando ao meu lado nas maiores conquistas. Fica aqui, minha gratidão!

Por fim, os que aqui não foram mencionados, mas que contribuíram de alguma forma na minha trajetória. Meu muito obrigado.

“Você pode sonhar, criar, desenhar e construir o lugar mais maravilhoso do mundo. Mas é necessário ter pessoas para transformar seu sonho em realidade.”

Walt Disney

RESUMO

CRESTANI, B. **Análise probabilística do Fator de Segurança de taludes através do método de Monte Carlo**. 2018. Trabalho de conclusão de curso – Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis.

Nos estudos geotécnicos e geológicos, principalmente quando se analisa a segurança de taludes, é importante ter-se em mente a grande distinção de características que um solo pode apresentar, visto a alta variabilidade dos parâmetros característicos do solo, inclusive em uma camada relativamente homogênea. Dessa forma, faz-se cada vez mais necessária a utilização de métodos que garantam a confiabilidade das estruturas geotécnicas. É o caso dos métodos estatísticos que buscam, através da probabilidade, incorporar as incertezas relacionadas, complementando as análises determinísticas já existentes. Através deste trabalho, buscou-se inicialmente aplicar o método probabilístico de Monte Carlo sobre um talude finito de referência. Métodos clássicos de equilíbrio limite para taludes finitos, como por exemplo, Fellenius, também foram utilizados nesta análise. Sendo assim, foi estudada a variação aleatória de três parâmetros de alto grau de influência na análise de estabilidade de taludes, sendo eles coesão, ângulo de atrito e peso específico. Como resultado, além do Fator de Segurança (FS) calculado de forma determinística, calculou-se uma distribuição probabilística de soluções possíveis. Para o segundo caso de avaliação, agora para um talude de projeto de duplicação da BR 470, abrangeu-se a análise de estabilidade para um aterro sobre solos moles. Nesta etapa, a investigação de campo e de laboratório (SPT, CPTU, Palheta, Triaxial UU) delimitou a faixa de variação (valores médios e coeficientes de variação de acordo com a literatura) e os parâmetros a serem utilizados. Além dos já citados inclui-se a resistência não-drenada. O valor determinístico do FS foi diretamente comparado com o obtido pela análise probabilística, fornecendo maior abrangência sobre o comportamento real do talude em estudo. Somando-se a isso, foi determinada a probabilidade de ruptura para diversos casos de variação, mostrando que um $FS > 1,0$ não garante a estabilidade da estrutura. Portanto, o objetivo principal deste trabalho foi compreender a relevância de uma análise probabilística, tendo em conta os parâmetros geotécnicos, em complemento as análises determinísticas geralmente adotadas.

Palavras-chave: Segurança de taludes. Métodos estatísticos. Monte Carlo. Variação aleatória. Fator de Segurança. Probabilidade de ruptura.

ABSTRACT

CRESTANI, B. **Probabilistic slope stability analysis using Monte Carlo method.** 2018. Capstone Project. Civil Engineering, UFSC, Florianópolis.

In geotechnical and geological problems such as slope reliability analysis, it is important to bear in mind the great distinction of characteristics that can be presented by a soil, given the great variability of the soil's parameters, even on a relatively homogeneous layer. In this way, the use of methods which can guarantee the reliability of geotechnical structures is increasingly necessary. That's the case of statistical methods, that seek to incorporate the associated uncertainties through probability, complementing the already existing deterministic analysis. In this context, the present work initially sought to apply the Monte Carlo probabilistic method in a finite slope, referred to as the reference section. Classical limit equilibrium methods for finite slopes, as Ordinary method (Fellenius) were also used in this analysis, which is structured to study the random variation of three parameters: cohesion, friction angle and specific weight. As an outcome, beyond the Safety factor (SF) calculated through deterministic analysis, a probabilistic distribution of possible results was also calculated. For the second assessment case, now for a slope of the BR 470 extension project, the stability analysis of a soft soil embankment was included. At this point, field and laboratory tests (SPT, CPTU, vane test, Triaxial UU) delimited the variation range (average values and variation coefficients) and the parameters to be used in the analysis. In addition to those already mentioned, it was include the undrained resistance. The deterministic value of the SF was directly compared with the one obtained through probabilistic analysis, providing greater comprehension over the real behaviour of the studied section. In addition, the probability of rupture was determined for several variation cases, showing that a $SF > 1.0$ does not guarantee the stability of the structure. Therefore, the main goal of this work was to understand the relevance of a probabilistic analysis, taking into account the geotechnical parameters, in complement to the results only obtained from deterministic analysis.

Keywords: Slope safety. Statistical methods. Monte Carlo. Random variation. Safety factor. Probability of rupture.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Escorregamento do morro dos cabritos, Rio de Janeiro (1988).....	21
Figura 2 - Ruptura de talude por movimento rotacional	22
Figura 3 - Classificação dos movimentos de um talude	23
Figura 4 - Níveis de confiabilidade	32
Figura 5 - Talude finito com superfície de ruptura planar.....	34
Figura 6 - Talude finito com superfície de ruptura circular	35
Figura 7 - Incertezas nas estimativas dos parâmetros do solo	39
Figura 8 - FDP normal.....	42
Figura 9 - FDP log-normal	43
Figura 10 - Principais diferenças entre a FDP normal e log-normal	43
Figura 11 - Probabilidade de ruptura vs Índice de confiabilidade.....	47
Figura 12 - Histograma representando FS após análise probabilística.....	47
Figura 13 - Fluxograma do Método de Monte Carlo	50
Figura 14 - Perfil do talude e superfície de ruptura.....	51
Figura 15 - Número de iterações para cálculo do FS variando a coesão com Cov = 5%.....	56
Figura 16 - Número de iterações cálculo do FS variando o peso específica com Cov = 5%...	56
Figura 17 - Número de iterações cálculo do FS variando o ângulo de atrito com Cov = 5% ..	56
Figura 18 - Número de iterações cálculo do FS para uma correlação entre coesão e ângulo de atrito com Cov = 5%.....	57
Figura 19 - Número de iterações para cálculo do FS variando a coesão com Cov = 35%.....	58
Figura 20 - Número de iterações cálculo do FS variando o peso específico com Cov = 35%.	58
Figura 21 - Número de iterações cálculo do FS variando o ângulo de atrito com Cov = 35%	58
Figura 22 - Número de iterações cálculo do FS para uma correlação entre coesão e ângulo de atrito com Cov = 35%.....	59
Figura 23 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X variação da coesão ou Fator de Segurança	62
Figura 24 - Relação entre a função densidade X variação da coesão, para os três coeficientes de variação utilizados	63
Figura 25 - Relação entre a função densidade X Fator de Segurança, para os três coeficientes de variação utilizados	63

Figura 26 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X variação do peso específico ou Fator de Segurança	66
Figura 27 - Relação entre a função densidade X variação do peso específico, para os três coeficientes de variação utilizados	67
Figura 28 - Relação entre a função densidade X Fator de Segurança, para os três coeficientes de variação utilizados	67
Figura 29 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X variação do ângulo de atrito ou Fator de Segurança	69
Figura 30 - Relação entre a função densidade X variação do ângulo de atrito, para os três coeficientes de variação utilizados	70
Figura 31 - Relação entre a função densidade X Fator de Segurança, para os três coeficientes de variação utilizados	70
Figura 32 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X variação do ângulo de atrito, coesão ou Fator de Segurança	73
Figura 33 - Análise da resistência pelo ensaio SPT.....	76
Figura 34 - Perfil típico de Piezocone para variação dos parâmetros ao longo da profundidade	80
Figura 35 - Perfil típico de solo para variação do <i>OCR</i> ao longo da profundidade.....	82
Figura 36 - Perfis típicos de solo para variação do <i>Su</i> ao longo da profundidade.....	84
Figura 37 - Superfície de ruptura para o talude de estudo no programa SLOPE/W	86
Figura 38 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X Parâmetros do aterro ou Fator de Segurança	88
Figura 39 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X Parâmetros da camada de misturas de siltes ou Fator de Segurança.....	90
Figura 40 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X Parâmetros da camada de argilas orgânicas ou Fator de Segurança	91

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação dos movimentos de ruptura em um talude	24
Quadro 2 - Aplicação e uso de ensaios in situ	29
Quadro 3 - Métodos de equilíbrio limite	35
Quadro 4 - Principais fontes de incertezas na qualificação de solos	38

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores típicos de ângulo de atrito para areias	30
Tabela 2 - Características das argilas vermelhas de São Paulo	30
Tabela 3 - Valores típicos de ângulo de atrito para argilas em relação ao índice de plasticidade	30
Tabela 4 - Ângulo de atrito de argilas em cidades brasileiras	31
Tabela 5 - Valores e padrões para Cov e FDP.....	44
Tabela 6 - Valores típicos de coeficientes de variação em solos.....	45
Tabela 7 - Valores típicos de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura.....	48
Tabela 8 - Valores típicos de probabilidade de ruptura para taludes.....	49
Tabela 9 - Parâmetros do solo	51
Tabela 10 - Cálculo do FS através do método de Fellenius	52
Tabela 11 - Valores de FS recomendados para a relação Risco de perdas econômicas X Risco de perda de vidas humanas em novos taludes	53
Tabela 12 - Valores de FS recomendados em casos de risco de perda de vidas humanas em taludes já existentes	53
Tabela 13 - Variação aleatória do parâmetro de coesão com um Cov = 5%.....	55
Tabela 14 - Valores estatísticos da coesão para um Cov = 5%	60
Tabela 15 - Valores estatísticos da coesão para um Cov = 20%	60
Tabela 16 - Valores estatísticos da coesão para um Cov = 35%	61
Tabela 17 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura de acordo com cada coeficiente de variação.....	64
Tabela 18 - Valores estatísticos do peso específico para um Cov = 5%	64
Tabela 19 - Valores estatísticos do peso específico para um Cov = 20%	65
Tabela 20 - Valores estatísticos do peso específico para um Cov = 35%	65
Tabela 21 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura de acordo com cada coeficiente de variação.....	68
Tabela 22 - Valores estatísticos do ângulo de atrito para um Cov = 5%.....	68
Tabela 23 - Valores estatísticos do ângulo de atrito para um Cov = 20%.....	68
Tabela 24 - Valores estatísticos do ângulo de atrito para um Cov = 35%.....	69
Tabela 25 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura de acordo com cada coeficiente de variação.....	71

Tabela 26 - Valores estatísticos da coesão e ângulo de atrito para um $Cov = 5\%$	71
Tabela 27 - Valores estatísticos da coesão e ângulo de atrito para um $Cov = 20\%$	72
Tabela 28 - Valores estatísticos da coesão e ângulo de atrito para um $Cov = 35\%$	72
Tabela 29 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura de acordo com cada coeficiente de variação.....	74
Tabela 30 - Classificação de solo	75
Tabela 31 - Classificação de solos em função do índice de classificação do material I_c	78
Tabela 32 - Valores de resistência não-drenada para os ensaios de Palheta e Triaxial	83
Tabela 33 - Parâmetros de cada camada de solo do talude	85
Tabela 34 - Valores estatísticos para os parâmetros da camada de aterro.....	87
Tabela 35 - Valores estatísticos para correlação entre coesão e ângulo de atrito.....	87
Tabela 36 - Valores estatísticos para os parâmetros da camada de misturas de siltes	89
Tabela 37 - Valores estatísticos para os parâmetros da camada de argilas orgânicas	90
Tabela 38 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura para cada variação de parâmetros nas camadas de solo	92

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABMS: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

AC: Análise de confiabilidade

CPT: *Cone penetration test*

CPTU: *Piezocone penetration test*

CS: Coeficiente de segurança

FDP: Função densidade de probabilidade

FEM: Método dos elementos finitos

FS: Fator de Segurança

IP: Índice de plasticidade

LAM: Método da análise limite

LEM: Método do equilíbrio limite

LL: Limite de liquidez

LP: Limite de plasticidade

MMC: Método de Monte Carlo

NA: Nível freático

SPT: *Standard penetration test*

VA: Variáveis aleatórias

ν : Coeficiente de poisson

ϕ : Ângulo de atrito efetivo do solo

c : Coesão efetiva do solo

C_c : Índice de compressão

C_r : Índice de recompressão

γ : Peso específico do solo

G_s : Densidade real dos grãos

n : Porosidade

e : Índice de vazios

W_n : Teor de umidade natural

k : Coeficiente de permeabilidade

S_u : Resistência não-drenada

u : Poropressão

Δl_i : Comprimento da base da fatia

w_i : Peso das camadas de solo sobre a fatia
 α : Ângulo da base da fatia
 μ_x : Média
 σ^2 : Variância
 σ_x : Desvio padrão
Cov: Coeficiente de variação
 λ : Média em uma distribuição log-normal
 ζ : Desvio padrão em uma distribuição log-normal
 β : Índice de confiabilidade
 p_f : Probabilidade de ruptura
Q: Carga aplicada
R: Resistência dos materiais
 β_e : Índice de confiabilidade estatística
 μ_e : Média da distribuição de probabilidade estatística
 σ_e : Desvio padrão da distribuição de probabilidade estatística
 μ_{FS} : Valor médio do Fator de Segurança
 σ_{FS} : Desvio padrão do Fator de Segurança
 $\Phi(x)$: Função cumulante da distribuição normal reduzida
 N_{spt} : Índice de resistência a penetração
 q_c : Resistência de ponta
 f_s : Atrito lateral
 q_t : Resistência real
 α : Coeficiente de calibração
 R_f : Razão de atrito
 B_q : Parâmetro de poropressão
 σ_{v0} : Tensão vertical total
 I_c : Índice de classificação do material
 Q_t : Parâmetro normalizado
 F_r : Parâmetro normalizado
OCR: Razão de sobreadensamento
 σ'_{vm} : Tensão de pré-adensamento
 σ'_{v0} : Tensão efetiva
 N_{kt} : Resistência ao cisalhamento não-drenada

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA	18
1.2	JUSTIFICATIVA	18
1.3	OBJETIVOS	19
1.3.1	Objetivo geral	19
1.3.2	Objetivos específicos.....	19
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TEXTO	20
2	REFERENCIAL TEÓRICO	21
2.1	ESTABILIDADE DE TALUDES	21
2.1.1	Formas de instabilização de taludes	22
2.1.2	Fatores que afetam a estabilidade de taludes	25
2.1.3	Fatores que induzem a instabilidade de taludes	25
2.2	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	26
2.2.1	Tipos de parâmetros geotécnicos	26
2.2.2	Fatores de variação dos parâmetros geotécnicos.....	27
2.2.3	Elementos necessários para uma amostragem representativa.....	27
2.2.4	Métodos de determinação dos parâmetros	28
2.2.5	Valores típicos de parâmetros geotécnicos.....	29
2.3	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	31
2.3.1	Métodos determinísticos na estabilidade de taludes	32
2.3.2	Métodos probabilísticos na estabilidade de taludes	37
3	MÉTODOS DE ANÁLISE	51
3.1	DEFINIÇÃO DO TALUDE DE LITERATURA	51
3.2	ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA DETERMINÍSTICO.....	52
3.3	IMPLEMENTAÇÃO DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA	53
3.3.1	Geração de variáveis aleatórias.....	53

3.3.2	Análise do N° de iterações	55
3.3.3	Probabilidade de ruptura (p_f).....	60
4	ESTUDO DE CASO	75
4.1	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	75
4.2	ANÁLISE DE RUPTURA DO ATERRO	85
4.2.1	Análise da Probabilidade de ruptura (p_f).....	87
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	93
5.1	CONCLUSÕES.....	93
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS:	95
	REFERÊNCIAS	96
	ANEXO A – Ensaio de campo SPT.....	99
	ANEXO B – Ensaio de campo de Piezocone (CPTU).....	102
	ANEXO C – Ensaio de campo de Pallheta	104
	ANEXO D – Ensaio de campo Triaxial	107

1 INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

A segurança envolvendo a estabilidade de taludes é um problema de extrema relevância na engenharia civil e geotécnica, seja relacionado a encostas naturais ou aterros artificiais (GERSCOVISH, 2016).

Quando se busca analisar a confiabilidade dessas estruturas é necessária a consciência da sua complexidade, visto o envolvimento da grande quantidade de material com características peculiares, como heterogeneidade e condições distintas de comportamento, resultantes da longa trajetória de tensões que as influenciaram (RODRIGUES, 2014).

Mesmo com diversos estudos na área e a incessante busca por conhecimento e desenvolvimento da qualidade do diagnóstico e obtenção dos dados, ainda são observados casos onde há a existência de riscos sociais e econômicos, colocando por vezes a vida humana em perigo (BARBOSA, 2014).

Seguindo esse pressuposto, se faz cada vez mais necessária a utilização de métodos que garantam a confiabilidade das estruturas geotécnicas, como no caso dos métodos estatísticos, que buscam através da probabilidade incorporar as incertezas relacionadas ao problema.

Sendo assim, de maneira a enriquecer as informações fornecidas por equações empíricas, se realizam análises probabilísticas sobre os parâmetros geotécnicos de influência no estudo. Através da análise dessas características geotécnicas dentro de intervalos pré-determinados de variação, pode-se compreender a carga de interferência destes no comportamento do talude.

Portanto, o presente trabalho de conclusão descreve a aplicação de um método probabilístico, especificamente o método de Monte Carlo (MMC), para análise da variação do Fator de Segurança (FS) de taludes artificiais.

1.2 JUSTIFICATIVA

A análise determinística da segurança de taludes, mesmo sendo comumente utilizada, não é capaz de garantir a segurança plena da estrutura, devido principalmente a utilização de parâmetros geotécnicos do solo que podem não corresponder a realidade do material em estudo.

Dessa forma, parâmetros fornecidos para resolução do problema como coesão, peso específico e ângulo de atrito, devem passar por uma análise criteriosa para a definição de parâmetros representativos.

Neste cenário, a utilização de ferramentas estatísticas pode auxiliar nas decisões de projetos. Como exemplo, destaca-se a utilização de análises probabilísticas que, através da oscilação das propriedades geotécnicas em intervalos pré-definidos (intervalos com média, desvio padrão e distribuição conhecida), resulta em uma distribuição de Fator de Segurança e um Fator de Segurança médio com grau de confiabilidade conhecido.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Aplicar conhecimentos estatísticos de probabilidade na análise da segurança de taludes, visando implementar as incertezas impostas pela heterogeneidade dos materiais componentes do estudo.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Analisar o comportamento de características como coesão, peso específico e ângulo de atrito, por meio da variação aleatória dentro de intervalos pré-estabelecidos, identificando a influência dos mesmos na determinação do Fator de Segurança por métodos determinísticos;
- Verificar a correlação entre coesão e ângulo de atrito, de forma a analisar o comportamento da confiabilidade dos taludes aqui apresentados, com a variação simultânea dessas propriedades;
- Aplicar os conhecimentos obtidos ao longo do trabalho em um estudo de caso real de maior complexidade, com o objetivo de enriquecer as informações e resultados dessa monografia.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

Este trabalho é apresentado em 5 capítulos. Inicia-se com este capítulo introdutório, onde é apresentada a importância do tema os objetivos da pesquisa.

O segundo capítulo apresenta um referencial teórico dos principais assuntos envolvidos nesta pesquisa, dentre eles: estabilidade de taludes, parâmetros geotécnicos e análise de estabilidade.

No Capítulo 3 é aplicado o conhecimento estatístico e probabilístico para um talude de literatura, determinando-se o Fator de Segurança e a probabilidade de ruptura para variação de cada parâmetro em análise.

No capítulo 4 é aplicado a mesma análise do Capítulo 3, porém agora para um talude real. O talude aqui apresentado é representado por um aterro sobre solo mole.

O Capítulo 5 reúne as considerações finais e conclusões obtidas a partir deste trabalho. Adicionalmente são propostas sugestões para pesquisas futuras. Ao final do trabalho são apresentadas as referências bibliográficas consultadas e citadas durante a construção da monografia presente.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Uma revisão da literatura é apresentada, com objetivo de contextualizar de maneira crítica a evolução da análise da confiabilidade ao longo do tempo. Sendo assim, levou-se em consideração estudos anteriores como base para análise do atual conhecimento sobre segurança de taludes.

2.1 ESTABILIDADE DE TALUDES

As instabilidades de taludes sempre estiveram presentes nas transformações do relevo terrestre, desempenhando um papel importante para evolução da vida na terra. Entretanto, com o desenvolvimento e surgimento das comunidades humanas, essas movimentações se tornaram cada vez mais preocupantes. Mesmo o ser humano não podendo erradicar a existência dessas instabilidades, vem se buscando através de estudos minimizar o impacto causado pelas mesmas.

Com isso, iniciou-se a aplicação de métodos de análise como forma de prevenção para estabilizar possíveis deslizamentos ou rupturas. A Figura 1 ilustra a ação humana sobre um movimento de solo que poderia vir a causar maiores danos caso não sofresse uma interferência adequada, sendo um escorregamento (à esquerda) e posterior estabilização (à direita) (GERSCOVICH, 2009).

Figura 1 - Escorregamento do morro dos cabritos, Rio de Janeiro (1988)



Fonte: Gerscovich (2009).

De acordo com Miranda (2012), na verificação do quão estável um talude apresenta-se é indispensável o conhecimento da sua estrutura geológica e comportamento geomecânico dos elementos que o compõem, assim como as condições que afetam, condicionam e induzem para as instabilidades e possíveis modelos e dispositivos de ruptura.

Sendo assim, a forma que o talude irá se comportar depende de inúmeros fatores que trabalham de maneira conjunta, gerando as incertezas de instabilidade, seja pela combinação de alguns ou de todos juntos. Como exemplo, pode-se citar a geologia, geometria, topografia, hidrogeologia, clima, sismografia e também a ação humana, características que irão gerar variações comportamentais, e consequentemente, a variabilidade probabilística (BARBOSA, 2014).

2.1.1 Formas de instabilização de taludes

Segundo Barbosa (2014) a instabilização de taludes ocorre pelo estímulo de certas condições, onde uma parte do talude em grande ou pequena escala pode sofrer movimentação e desprendimento ao longo da encosta, tendo como principal motor a energia gravitacional, exemplo mostrado na Figura 2, onde ocorre uma ruptura de característica rotacional.

Figura 2 - Ruptura de talude por movimento rotacional



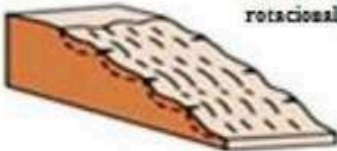
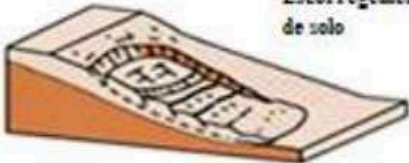




Fonte: Gerscovich (2016).

Como apresentado por Correia (1996, *apud* BARBOSA, 2014) existem diferentes formas de classificar a ruptura de um talude de acordo com critérios como a velocidade de

instabilização, tipo de material, morfologia e superfície de ruptura, idade da falta de estabilidade, causa da ruptura, entre outros. Varnes (1978) apresenta a metodologia mais utilizada para essa divisão, separando os movimentos de massa basicamente em queda, desprendimento, escorregamento, escoamento e complexo, sendo definidos na Figura 3 e Quadro 1.

Figura 3 - Classificação dos movimentos de um talude

Material		
Tipo de movimento	Solo	
Queda		Queda de solo
		Desprendimento de solo
Escorregamento		Escorregamento rotacional
		Escorregamento de solo
Espalhamento		Espalhamento de solo
Escoamento		Escoamento de solo (Corridas de lama)

Fonte: Varnes (1978) *apud* Barbosa (2014).

Quadro 1 - Classificação dos movimentos de ruptura em um talude

Classificação do tipo de movimento de um talude		
Queda (<i>fall</i>): decorrentes da ação da gravidade, ocorrem com velocidades elevadas		
Desprendimento (<i>topples</i>): rotação com basculamento de placas de material rochoso; causado pela ação da gravidade ou pressões intersticiais em fissuras		
Escorregamento (<i>slide</i>): movimentos de massas de terreno, em regra bem definidas quanto ao seu volume	Rotacional: em geral ocorrem com materiais homogêneos e a massa instável é considerada rígida	Simples: uma superfície de ruptura, rasa ou profunda.
		Sucessivo: mais de uma superfície de ruptura; podem ser progressivos ou retrogressivos
	Planares: solos com anisotropias marcadas e superfície de ruptura plana relacionada com a existência de planos de menor resistência do que o material que os rodeia	
	Composto: ocorrem em taludes naturais de solos não homogêneos, com superfícies de ruptura não lineares	
Escoamento (<i>flow</i>): movimentos contínuos de solos, rochas e/ou detritos com zona de ruptura bem definida; material com comportamento viscoso	Lento (<i>creep</i>): também denominados fluência, ocorrem em materiais com comportamento plástico; movimentos contínuos sem superfície de ruptura definida, sob tensões totais constantes	Raso: profundidade da massa em movimento inferior a 5m
		Profundo: profundidade da massa em movimento superior a 5m.
		Progressivo: movimentos com aceleração gradual com o tempo.
		Pós ruptura: a massa permanece em movimento após o escorregamento.
	Rápido: em forma de língua com espalhamento na base; usuais em taludes suaves; material com comportamento de fluido pouco viscoso e sob condições não drenadas	Corrida de terra (<i>flow slide</i>): ruptura de estruturas constituídas por solos arenosos e siltosos, com acréscimo de pressões intersticiais devido a vibrações ou saturação
		Corrida de lama (<i>mud flow</i>): movimentos rápidos em solos moles sensíveis
		Corrida de detritos (<i>debris flow</i>): avalanches de grandes volumes de massas de blocos de rocha, solo e detritos vegetais
Complexo: envolvem vários tipos de movimentos; comuns em encostas íngremes		

Fonte: Adaptado de Varnes (1978) *apud* Barbosa (2014).

2.1.2 Fatores que afetam a estabilidade de taludes

Conforme citado por Miranda (2012), os elementos que afetam a estabilidade podem ser geométricos (altura e inclinação), geológicos e/ou geotécnicos (planos/ zonas de baixa resistência e comportamento do maciço) e hidrogeológicos (presença de água).

Contudo, somando-se aos fatores já citados, existem os que regulam os movimentos de massa, desempenhando papel tão importante quanto, dos quais podemos citar:

- Fraturas: resultam na perda de continuidade, tanto no comportamento hidráulico como mecânico;
- Falhas: atuam na dinâmica hidrológica estimulando as intempéries, mas também podem atuar como barreira ao fluxo hidrológico devido a impermeabilização quando a mesma se apresenta silicatada;
- Foliação e/ou bandejamento composicional: em locais onde existem aflorações metamórficas, a sua orientação atua diretamente na estabilidade de encostas;
- Descontinuidades: compreendem feições estruturais (fraturas, falhas, bandeamentos, etc.) e horizontes de solo;
- Morfologia da encosta: condiciona de forma direta ou indireta a instabilidade do talude;
- Depósito de encosta: apresenta grande heterogeneidade relacionando-se de forma direta com a morfologia da encosta. Quando esses depósitos se encontram sobre maciços rochosos (rocha sã), ocorre uma descontinuidade mecânica e hidrológica facilitando o surgimento de deslizamentos.

Sendo assim, segundo Pires (2009), através dos fatores citados, pode ser definida a condição de ruptura de uma ou várias superfícies, desde que seja cumprida a condição de existência de cinemática do movimento de massa.

2.1.3 Fatores que induzem a instabilidade de taludes

Os fatores que induzem a instabilidade dos taludes podem ser variados, sendo divididos de acordo com as origens externas, internas ou intermediárias (CORREIA, 1996 *apud* BARBOSA, 2014). Tais, são decorrentes de inúmeros motivos com capacidade de atuar de forma individual ou conjuntamente a outras causas. Estas origens são definidas a seguir:

- Externas: através da escavação ou da própria erosão pode haver aumento da inclinação, aumento da altura devido a escavação no pé ou aterro na crista, redução da altura devido à sobrecarga na crista, tremores de terra e variação das características ambientais;
- Internas: está relacionada à pressão entre as partículas, diminuição da coesão e aumento das tensões;
- Intermediária: resultante da variação do nível freático, erosão interna e liquefação do solo.

As ações desses fatores resultam na diminuição da resistência do talude, aumento das tensões atuantes e, conseqüentemente, na instabilidade do mesmo, gerando possíveis deslizamentos.

2.2 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Para dar início ao estudo da estabilidade de taludes é necessário não somente conhecer as características e definições de projeto, mas também os materiais que fazem parte da estrutura e do maciço. Sabe-se que a diversidade de materiais envolvidos, juntamente com as incertezas e variabilidade dos parâmetros geotécnicos, dificultam uma avaliação precisa em relação à estabilidade de talude. Sendo assim, a análise quantitativa dos parâmetros considerados críticos pode resultar em um valor relativo que auxilie no entendimento da sensibilidade e do comportamento do talude.

2.2.1 Tipos de parâmetros geotécnicos

Bowles (1978) defende que os principais parâmetros nos estudos de engenharia geotécnica são:

- Parâmetros de resistência e deformabilidade: coeficiente de poisson (ν), ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c);
- Parâmetros de compressibilidade: índice de compressão (C_c) e índice de recompressão (C_r);
- Características físicas: peso específico (γ), densidade real dos grãos (G_s), porosidade (n), índice de vazios (e), teor de umidade (W_n), limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP);
- Parâmetro de permeabilidade: coeficiente de permeabilidade (k).

2.2.2 Fatores de variação dos parâmetros geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos são variáveis de acordo com fatores inerentes à determinação experimental ou ao maciço (RICO e CASTILLO, 1984). Pode-se destacar os seguintes:

- Inerentes ao maciço: mudança do lençol freático, tipo de solo e relevo, existência de maciço geomecânico não observado durante a prospecção, dimensões do aterro, anisotropia ou heterogeneidade, ação humana e histórico de tensões do solo;
- Inerentes à determinação experimental: reprodução das condições ambientais do campo em laboratório, ensaios, amolgamento, drenagem, trajetória de tensões, tipo e velocidade de cisalhamento.

2.2.3 Elementos necessários para uma amostragem representativa

Montgomery e Runger (2003) definem que a quantidade mínima de elementos que uma amostragem deve comportar depende de alguns fatores para obtenção dos parâmetros médios e suas dispersões. São estes:

- Precisão necessária para projeto;
- Invariabilidade do material;
- Variação das camadas constituintes;
- Recursos como tempo e dinheiro disponíveis para verificações em laboratório e sondagem;
- Confiabilidade dos estudos.

Os fatores citados valem basicamente para todos os materiais e áreas de pesquisa. Porém, na geotécnica, esses fatores estão sujeitos a várias fontes de alteração, como tempo, transporte e armazenamento de amostras, tipo de técnica de sondagem, espessura das camadas e nível do lençol freático. Essas mudanças apresentam grande complexidade de controle e quantificação em relação a resistência e deformação da estrutura.

Portanto, se reforça a necessidade de coleta de amostras adequadas, ou seja, que apresentem o maior número de elementos de amostragem e a menor variação recorrente de fontes de alteração. Sendo assim, as condições serão favoráveis à obtenção de um resultado representativo dos parâmetros do solo.

2.2.4 Métodos de determinação dos parâmetros

Existem diferentes formas de obtenção dos parâmetros necessários para análises geotécnicas, os quais podem ser feitos através de estudos *in situ* ou de ensaios de laboratórios. De forma resumida, os mesmos são apresentados a seguir:

- Ensaios *in situ* – ou ensaios de campo: no Quadro 2 é apresentado um resumo dos procedimentos de ensaios *in situ* e suas aplicabilidades, assim como as técnicas utilizadas internacionalmente. No Brasil, destaca-se o uso do ensaio *Standard penetration test* (SPT), que visa identificar os diferentes materiais com a profundidade, sendo por muitas vezes uma ferramenta econômica para investigação geotécnica. Ensaios de Piezocone (CPTU - *Piezocone penetration test*) e Palheta (*Vane test*) são utilizados na análise da estratigrafia do solo, onde são determinadas propriedades importantes dos materiais que compõem o perfil em estudo, principalmente no caso de camadas de argila mole, auxiliando na definição da resistência não-drenada (S_u). Os ensaios SPT, CPTU e de Palheta serão utilizados e brevemente descritos no estudo de caso apresentado nesse trabalho, com objetivo de classificar e caracterizar as propriedades das camadas de solo que compõem o perfil analisado (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).
- Ensaios de laboratório: podem ser citados diferentes métodos para caracterização de propriedades em laboratório, como os ensaios de índices de estado, granulometria, limites de Atterberg, permeabilidade, compactação, oedométrico, compressão Triaxial, compressão simples e cisalhamento direto. O ensaio de compressão Triaxial se caracteriza basicamente pela aplicação de um estado hidrostático de tensões juntamente com um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo (PINTO, 2006). Sendo assim, visam identificar os parâmetros de resistência do material, como por exemplo, S_u . Estes ensaios serão utilizados e brevemente descritos no estudo de caso do presente trabalho.

Quadro 2 - Aplicação e uso de ensaios in situ

Grupo	Equipamento	Identificação de parâmetros													
		Tipo solo	Perfil	u	ϕ'	S_u	D_r	m_v	c_v	k	G_o	σ_h	OCR	σ - ϵ	
Penetrômetro	Dinâmico	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-	
	Mecânico	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-	
	Elétrico (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-	
	Piezcone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	-	
	Sísmico (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B	
	Dilatômetro (DMT) Standard	B	A	-	B	B	C	B	-	-	B	B	B	-	
	Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-	
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-	
	Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	A	C	C	C
Auto-perfurante (SBP)		B	B	A	B	B	B	B	-	B	A	A/B	B	A/B	
Cone-pressiômetro (FDP)		B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C	
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B	
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	-	A	C	B	B	
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	-	-	C	B	B	
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-	
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-	
	Sísmico	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-	
Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente															
Parâmetros geotécnicos:															
u	- poro pressão <i>in situ</i>					k	- coeficiente de permeabilidade								
ϕ'	- ângulo de atrito efetivo					G_o	- módulo cisalhante a pequenas deformações								
S_u	- resistência ao cisalhamento não drenada					σ_h	- tensão horizontal								
D_r	- densidade relativa					OCR	- razão de sobre-adensamento								
m_v	- coeficiente de variação volumétrica					σ - ϵ	- relação tensão-deformação								
c_v	- coeficiente de consolidação														

Fonte: Lunne (1989) *apud* Miranda (2005).

2.2.5 Valores típicos de parâmetros geotécnicos

Alguns autores como Pinto (2006), Braja (2011), Schnaid e Odebrecht (2012), entre outros, apresentam em suas bibliografias, valores típicos de parâmetros usuais no estudo geotécnico. No presente trabalho, serão utilizados os parâmetros de resistência e peso específico (γ). Assim, nas tabelas de 1 a 4, são sumariados valores típicos destes parâmetros.

Na Tabela 1, observam-se ângulos de atrito (ϕ) típicos de areias com diferentes características. Observa-se que para areias bem graduadas a mal graduadas, ϕ varia de 28° a 47°, sendo o primeiro para grãos arredondados e o segundo para grãos angulares. Na Tabela 2, a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) apresenta,

para diferentes argilas, os três parâmetros que farão parte deste trabalho, sendo estes a coesão, peso específico e o ângulo de atrito. Desta tabela observa-se que c varia de 10 kPa a 90 kPa, ϕ de 26° a 33° e γ de 13,5 kN/m³ a 18 kN/m³. Já para ângulo de atrito, a Tabela 2 indica que argila porosa possui valores médios superiores.

Tabela 1 - Valores típicos de ângulo de atrito para areias

Material	Compacidade	
	Fofo	Compacto
Areais bem graduadas		
Grãos angulares	37°	47°
Grãos arredondados	30°	40°
Areias mal graduadas		
Grãos angulares	35°	43°
Grãos arredondados	28°	35°

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

Tabela 2 - Características das argilas vermelhas de São Paulo

Características	Argila porosa		Argila rija	
	Intervalo	Média	Intervalo	Média
c (kPa)	10 - 70	32	50 - 90	69
γ (kN/m ³)	13,5 - 16,5	15,2	16,2 - 18,0	17,2
ϕ°	26 - 33	29	-	26

Fonte: Adaptado de ABMS (2013).

Valores típicos de ângulo de atrito para argilas também são apresentados na Tabela 3 e Tabela 4. Do conjunto de dados apresentados, observa-se que ϕ varia de acordo com o índice de plasticidade (IP), atingindo um valor máximo de 38° para um IP de 10 e de um mínimo de 18° para um IP de 60. Ainda pode-se destacar que o ângulo de atrito varia de um local para outro, oscilando de 18,3° em Porto Alegre para 34° em Três Forquilhas, ambas as cidades no Rio Grande do Sul.

Tabela 3 - Valores típicos de ângulo de atrito para argilas em relação ao índice de plasticidade

Índice de plasticidade (IP)	Ângulo de atrito interno efetivo (°)	
	Geral	São Paulo
10	30 a 38	30 a 35
20	26 a 34	27 a 32
40	20 a 29	20 a 25
60	18 a 25	15 a 17

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

Tabela 4 - Angulo de atrito de argilas em cidades brasileiras

Local	ϕ°	Referência
Ceasa, Porto Alegre - RS	18,3 - 27,9	Soares (1997)
Rio Grande - RS	23 - 29	Dias e Bastos (1994)
Vale do Rio Quilombo - SP	19,5 - 31,6	Arabe (1995a)
Vale do Rio Moji - SP	18 - 28	Arabe (1995a)
Santos - SP	23 - 28	Samara et al.(1982), Arabe (1995a), Massad (1988)
Sarapuí - RJ	23 - 26	Costa Filho, Werneck e Collet (1977)
Recife - PE	23 - 26	Coutinho, Oliveira e Danziger (1993)
Joao Pessoa - PB	18 - 21	Cavalcante (2002)
Aracaju - SE	26 - 30	Brugger (1996)
Botafogo - RJ	20 - 24	Lins (1980)
Três Forquilhas - RS	33 - 34	Bertuol (2009)

Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012).

Valores para a resistência não-drenada (S_u) de argilas brasileiras podem ser encontrados em literatura. Destaca-se a faixa de variação apresentada por Schanaid e Odebrecht (2012), onde S_u de 4 a 60 kPa.

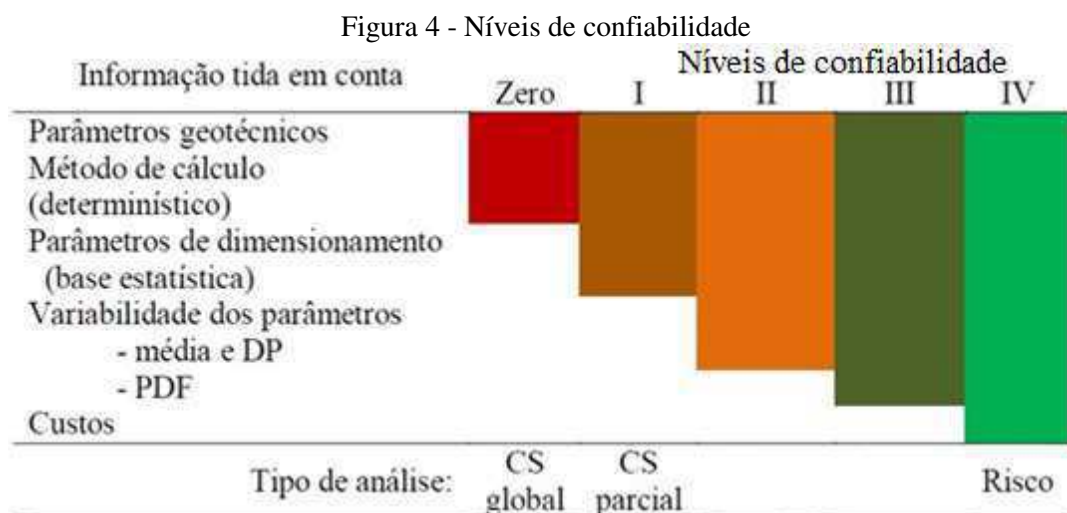
2.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE.

Como o conhecimento apresentado é limitado devido às incertezas sob as características disponíveis, não se pode dar uma garantia absoluta da segurança da estrutura em estudo. Dessa forma, existem diferentes níveis de análise de confiabilidade que buscam mostrar através do estudo probabilístico, conclusões mais seguras para resolução do problema. Esses níveis são classificados conforme sua rigorosidade, dividindo-se basicamente em cinco níveis, observados resumidamente na Figura 4 (TEIXEIRA, 2012):

- Método determinístico – Nível 0: maneira comum de dimensionamento, tendo as variáveis aleatórias (VA) valores determinísticos, enquanto as incertezas são incluídas nos coeficientes globais de segurança. Esses coeficientes geralmente são determinados em laboratório ou especificados de acordo com a necessidade frente à estrutura;
- Método semi-probabilístico – Nível I: as equações utilizadas nesse método são de cunho determinístico, enquanto as VA são multiplicadas pelos CS parciais, onde os mesmos são ajustados por meio de análise de confiabilidade nível II ou III;
- Método probabilístico aproximado ou condicionado – Nível II: os valores de VA são determinados através da sua distribuição e parâmetros estatísticos, de forma que o

exame da segurança é feito por métodos numéricos aproximados. Conforme Rilho (2011), nesse caso o estudo probabilístico depende das condições dos modelos e teorias utilizadas, como por exemplo, a probabilidade de ruptura em um talude bidimensional onde a superfície de rompimento é circular;

- Método probabilístico puro – Nível III: considera todas as características probabilísticas de VA (média, desvio padrão e distribuição da probabilidade). Ou seja, primeiramente se conhecem todas as condições e probabilidades envolvidas para posteriormente se conhecer a probabilidade de ruptura absoluta (RILHO, 2011);
- Método de análise de risco – Nível IV: leva em conta o impacto material e não material de um possível fracasso ou ruptura. Portanto, o risco é considerado na medida de confiabilidade, tendo assim a probabilidade de ruptura multiplicada pelos custos das consequências. Níveis de confiabilidade



Fonte: Adaptado de Teixeira (2012).

Neste trabalho de conclusão, em primeiro momento, será realizada uma análise determinística (Nível 0) e, posteriormente, como forma de obtermos resultados com maior grau de confiabilidade, aplicaremos métodos probabilísticos (Níveis II).

2.3.1 Métodos determinísticos na estabilidade de taludes

Em casos da existência da instabilidade de taludes ou na definição de projetos de contenção, são utilizados métodos apropriados com o objetivo de garantir a segurança da estrutura, impossibilitando a ocorrência de movimentos indesejados.

Sendo assim, uma das formas mais aplicadas para analisar se o talude apresenta ou não estabilidade é através do conhecimento ou suposição das características do mesmo. Com isso, o método determinístico tem por papel definir valores apropriados às características físicas e de resistência que permeiam o desempenho dos materiais, para posteriormente definir o FS ou a situação de estabilidade. Como exemplos de métodos que partem dessa premissa, podem-se citar Método dos Elementos Finitos (FEM), Método da Análise limite (LAM) e o Método do Equilíbrio Limite (LEM).

No caso dos métodos determinísticos, acredita-se que a segurança da estrutura está garantida quando FS for superior a um, ou seja, $FS > 1,0$. Além disso, as incertezas são consideradas através de um coeficiente de segurança global e as VA, por pequenas quantidades de amostras ou por ponderações feitas para definição dos valores característicos (BARBOSA, 2014).

Logo, cabe dizer que o profissional responsável pelo projeto desempenha um papel importante nesse tipo de estudo, fornecendo informações que devem ser suficientes em relação aos parâmetros de importância na análise de estabilidade.

Conforme Griffiths (2004), o método determinístico possibilita a subestimação ou superestimação do FS, pois assume-se inicialmente uma superfície de ruptura sem considerar a de maior criticidade.

As análises determinísticas já citadas seguem caminhos distintos, sendo que uma considera a tensão-deformação dos materiais - FEM, outra a verificação limite - LAM e, por último, a que se baseia no equilíbrio-limite - LEM, sendo esta última uma das mais utilizadas, devido a facilidade de implementação e interpretação.

Método do equilíbrio limite

Por ser um método mais simples, é muitas vezes a primeira opção de análise, onde se realiza uma ordem de suposições a fim de cumprir o equilíbrio de forças e momentos na determinação do FS, como por exemplo (YU, 1998):

- Se define inicialmente a superfície de ruptura, podendo ou não ser conhecida;
- O talude apresenta-se na eminência da ruptura geral;
- O critério de Mohr-Coulomb é satisfeito ao longo de toda a superfície de ruptura;
- O FS é constante no decorrer de toda a superfície de ruptura.

Observa-se que é necessário ter conhecimento sobre a resistência máxima que o talude suporta antes do desencadeamento do mecanismo de ruptura. A máxima resistência geralmente é calculada pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb, sendo que o equilíbrio limite considera que a ruptura irá ocorrer quando as tensões de mobilização forem superiores às de resistência.

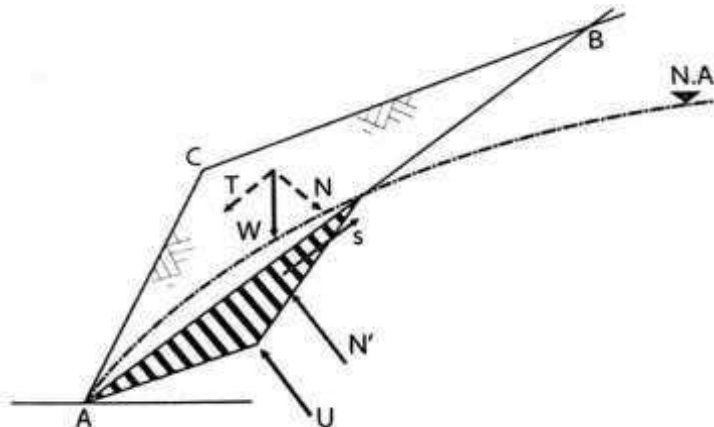
Muitos autores citam em suas biografias a evolução dos métodos de equilíbrio-limite e suas formulações, sendo que estes variam de complexidade, onde alguns dependem inclusive de programas de cálculo. Pode-se citar alguns dos métodos comumente utilizados como o de Bishop simplificado, Jambu simplificado, Taylor, Fellenius entre outros.

Dentro do LEM, no geral são utilizadas duas formas básicas de taludes: os infinitos, onde o movimento é translacional, paralelo à superfície e desconsidera-se a influência das extremidades, e os finitos, que será o único método abordado no estudo (GERSCOVICH, 2016).

Talude finito

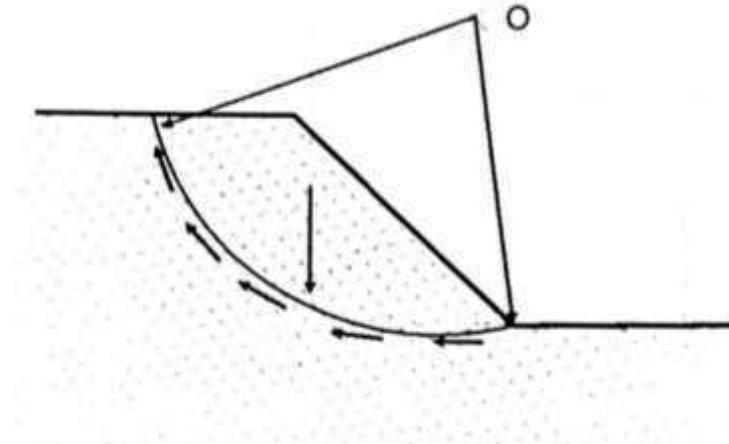
Existem diferentes formas de analisar-se taludes finitos, sendo que as mais comuns se baseiam no método das fatias, onde o solo é separado em pedaços verticalmente posicionados e em contato com a superfície de ruptura, planar ou circular, vide Figura 5 e Figura 6, respectivamente. Junto a isso, realiza-se, através da estática, a análise do equilíbrio das forças atuantes (BOLTON, 2003).

Figura 5 - Talude finito com superfície de ruptura planar



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016).

Figura 6 - Talude finito com superfície de ruptura circular



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016).

A verificação das equações de equilíbrio realizada pelo método das fatias não leva em consideração a relação tensão-deformação do solo nem a relação tensão vertical e horizontal, impossibilitando a identificação da verdadeira forma de ruptura. Com isso, posteriormente buscaram-se modelos que determinassem a superfície real de ruptura, como por exemplo, a implementação de elementos finitos (BOLTON, 2003).

Na análise de taludes finitos, recorre-se a diferentes métodos de equilíbrio limite, os quais utilizam a separação do talude em fatias. Alguns dos mais utilizados podem ser observados no Quadro 3, que divide os métodos de acordo com a forma de ruptura e equilíbrio de esforços, sendo destacado em cinza o adotado pelo método. Segundo Fredlund (1981), quando se comparam esses métodos, as maiores diferenças observadas no cálculo de FS estão relacionadas às equações de equilíbrio inter-fatias e nas barreiras definidas pelas superfícies de rupturas não circulares.

Quadro 3 - Métodos de equilíbrio limite

Método	Forma de ruptura		Esforços analisados	
	Planar	Circular	Momentos	Forças
Fellenius (1936)				
Bishop simplificado (1954)				
Jambu simplificado (1955)				
Lowe - Karafiath (1959)				
Morgentern - Price (1965)				
Spencer (1967)				
Jambu generalizado (1968)				
Sarma (1973)				
GLE (Fredlund e Khran, 1977)				

Fonte: Adaptado de Barbosa (2014).

Sendo assim, por serem muito utilizados nas análises de estabilidade de taludes, estudos foram realizados a fim de comparar esses métodos. Em resumo, observou-se que os métodos de Sarma, Spencer e Morgentern-Price resultam em valores semelhantes entre si e um pouco superiores a Bishop, enquanto Fellenius, com sua facilidade de aplicação, resulta em valores mais conservadores (BARBOSA, 2014).

Como definido por Silva (2006), no método de Fellenius, sueco ou ordinário como também pode ser conhecido, o FS é determinado somente pela análise dos momentos atuantes no talude, desprezando-se as forças de interação interlamelares. Dessa forma, após equilíbrio dos esforços, chega-se à seguinte Equação 1:

$$FS = \frac{\sum c * \Delta l_i + \sum (w_i * \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i) * \tan \phi}{\sum w_i * \sin \alpha_i} \quad (1)$$

Onde:

c : Coesão;

u : Poropressão;

Δl_i : Comprimento da base da fatia;

w_i : Peso das camadas de solo sobre a fatia;

α : Ângulo da base da fatia;

ϕ : Ângulo de atrito.

Sendo assim, como característica principal, Fellenius tende a resultar em valores de FS reduzidos devido ao seu conservadorismo, onde em casos de círculos profundos recomenda-se outros métodos, visto que os valores resultantes são pouco confiáveis (GERSCOVICH, 2016).

Como forma de simplificar e facilitar a determinação do FS em estudos de segurança de taludes, por exemplo, utilizam-se atualmente softwares como o SLOPE/W. O programa tem por finalidade utilizar os métodos de equilíbrio limite para determinação do FS, tanto em solos como rochas. O referido software é capaz de utilizar diferentes tipos de superfícies de ruptura, solos, estratigrafias e condições de poropressão, que podem ser analisados por diferentes métodos, inclusive Fellenius (SANTOS, 2004).

Visto tratar-se de um programa de simples utilização, o mesmo acaba apresentando alta demanda para pequenos estudos e análises de estabilidade, sendo possível também utilizá-lo em estudos de maior complexidade quando necessário.

2.3.2 Métodos probabilísticos na estabilidade de taludes

Como apontado por Barbosa (2014), a análise estatística vem ganhando espaço na engenharia geotécnica, visto a crescente necessidade de se obter resultados mais confiáveis e adequados para segurança de taludes. Porém, ainda existem dificuldades na obtenção de dados, visto sua escassez perante uma análise de probabilidade adequada.

Além de apresentar algumas abordagens dos métodos determinísticos, a análise estatística tem por vantagem incluir as incertezas intrínsecas à questão, concedendo conhecimento sobre os parâmetros de maior importância. Assim, possibilita-se que profissionais da área quantifiquem as incertezas, obtendo-se resultados confiáveis.

Somando-se ao fato da quantificação das incertezas no cálculo de FS para estabilidade de taludes, esta forma de análise pode trazer resultados significativos para estudos de mapas de risco de ruptura, de ocupação e aproveitamento de solos.

Incertezas

As incertezas estão intimamente ligadas à geologia e geotecnia, sendo geralmente incluídas através do conservadorismo, visto que os profissionais da área nem sempre conseguem identificá-las e aferi-las. Como dito por Einstein e Baecher (1982):

“Ao pensar sobre fontes de incerteza na geologia da engenharia, fica-se com o fato de que a incerteza é inevitável. Procura-se reduzir tanto quanto for possível, mas deve finalmente ser enfrentado... A questão não é se lidar com a incerteza, a questão é como?”

Atualmente as incertezas estão sendo incluídas às análises determinísticas através da probabilidade, sendo possível obter resultados sobre os parâmetros mais significativos ao problema. Como ponto positivo, pode-se ter resultados mais concisos à segurança do talude, permitindo uma análise expressiva da confiabilidade do talude.

Entretanto, para análise dessas incertezas, é necessário conhecer e entender suas fontes, sendo que as principais, segundo alguns autores, estão representadas no Quadro 4, destacando-se a variabilidade do solo/ erro sistemático e erros de medição. É sabido que as propriedades dos solos apresentam grande variabilidade de um ponto para outro, mesmo dentro de uma camada relativamente homogênea de solo. Isso se dá devido à complexa história da formação e deposição geológica.

Quadro 4 - Principais fontes de incertezas na qualificação de solos

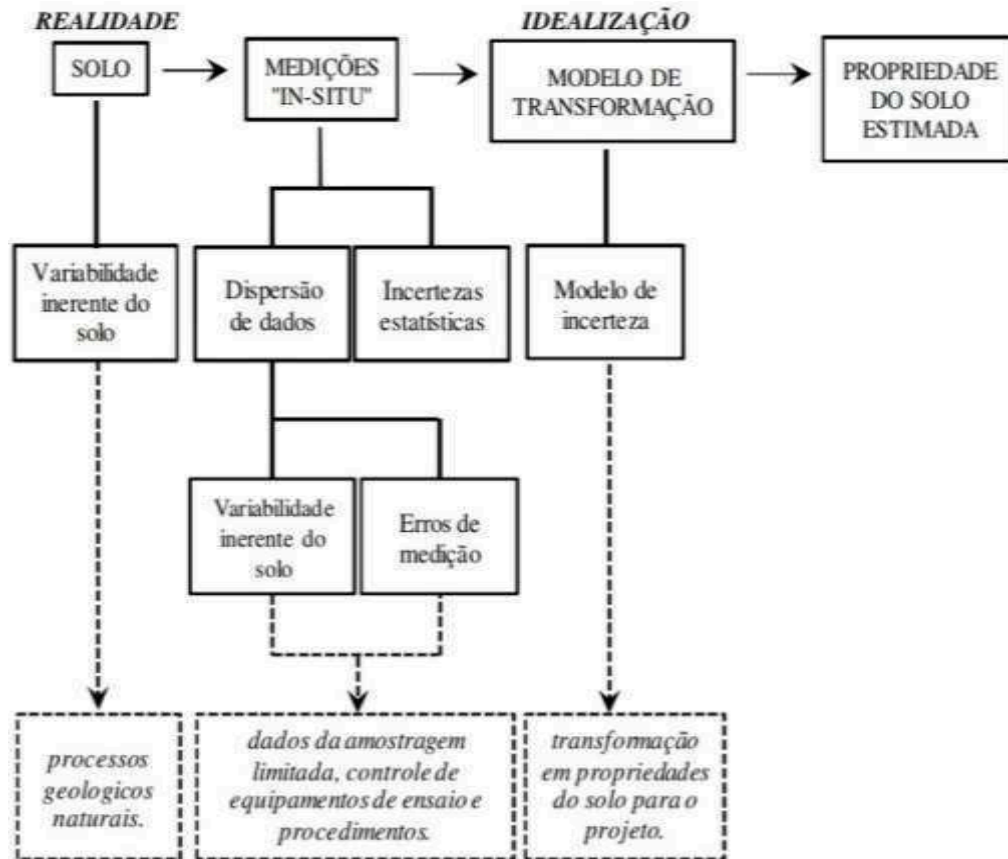
Autores	Fontes de incertezas
Vanmarcke (1977)	Variabilidade inerente do solo
	Incertezas estatísticas
	Erros de medição
Christian e Baecher (1994)	Dispersão de dados
	Erro sistemático
Phoon e Kulhawy (1999)	Variabilidade inerente do solo
	Erros de medição
	Transformação de incertezas

Fonte: Adaptado de Sandoval (2012).

Vanmarcke (1977 *apud* SANDOVAL, 2012) aponta que a variabilidade inerente do solo é uma das três grandes responsáveis pelas incertezas na análise de perfis, ou seja, incertezas epistêmicas ou sistemáticas, onde não há conhecimento suficiente sobre as características do solo. Já as outras duas, incertezas estatísticas e de medição, são consideradas aleatórias, onde os parâmetros se apresentam de forma aleatória.

Na Figura 7 é apresentado um esquema geral destacando-se as diferentes fontes de incerteza na estimativa de propriedades geotécnicas. O diagrama apresenta, na horizontal, três etapas até a obtenção dos parâmetros necessários e coerentes para o estudo, sendo que cada etapa apresenta fontes de incerteza inclusas, apresentadas na vertical. Como exemplo da interpretação do diagrama de Phoon e Kulhawy (1999), observa-se que, durante as medições *in situ*, incertezas são caracterizadas como estatísticas e de dispersão de dados. A dispersão de dados nesta representação é advinda da variabilidade inerente do solo e de erros de medição. Sequencialmente, incertezas do modelo de interpretação/idealização (modelo de transformação) podem introduzir interferências na propriedade estimada do solo.

Figura 7 - Incertezas nas estimativas dos parâmetros do solo



Fonte: Phoon e Kulhawy (1999).

Quando se realiza o estudo da confiabilidade de taludes, pode-se separar as incertezas em quatro grupos básicos: físicas, estatísticas, de modelo e humanas (DER KIUREGHIAN, 1989).

- Incertezas físicas: associadas às características dos componentes do solo, forma, variação e existência simultânea de ações. Estas podem ser deduzidas através de um histórico de conhecimento tanto do responsável técnico como também de uma base de dados;
- Incertezas estatística: relaciona-se à barreiras físicas, que podem ocasionar a falta de qualidade na coleta de dados, ou seja, amostras heterogêneas, ou ainda, quantidade pouco significativa para análise;
- Incertezas nos modelos: como nenhum modelo é capaz de fornecer o real comportamento do talude, são feitas aproximações e simplificações;
- Incerteza humana: causadas pelos erros dos profissionais, desde os ensaios até armazenamento de dados e amostras. São dificilmente evitadas, logo deve-se reduzir da forma mais eficiente possível.

Variáveis aleatórias

As características dos solos que apresentam maior influência sobre a análise da estabilidade de taludes passam a ser consideradas variáveis aleatórias (VA), ou seja, não apresentam apenas um valor fixo característico da análise determinística, sendo representadas por um intervalo de valores e uma probabilidade de acontecimentos. As VA são determinadas pela média, desvio padrão e correlação entre os parâmetros em estudo.

Para se obter resultados adequados, faz-se necessário uma grande quantidade de dados coletados *in-situ* e também através de ensaios de laboratório (SUCHOMEL & MAŠÍN, 2009).

Podem-se citar diversas VA no estudo de solos, como por exemplo, coesão, ângulo de atrito, peso específico, entre outras. Porém, para cada estudo, é necessário analisar-se quais são as mais influentes. Isso pode ser feito pelo estudo de sensibilidade, que apontara as variáveis condicionantes. Esta percepção é indispensável porque somente os parâmetros de maior influência apresentam relevância frente à consideração (BAECHER & CHRISTIAN, 2003).

Como Ramley (2002) afirma, as VA precisam incluir todas as incertezas existentes no estudo da obra geotécnica. Sendo possível a modelagem das incertezas nas VA, através da atribuição de uma função e forma de distribuição estimadas com embasamento estatístico.

No geral, quando se analisa a segurança de taludes, são consideradas variáveis contínuas dentro de um intervalo contínuo relacionado a probabilidade, as quais podem ser representadas pela função densidade de probabilidade (FDP), caracterizada como normal ou log-normal (Teixeira, 2012).

Definições matemáticas e estatística básica

Como ponto de partida na análise do Fator de Segurança de taludes, deve-se coletar os dados necessários para formação da função densidade de probabilidade que define cada variável aleatória do estudo. Segundo Li et al. (2012), tanto a forma como a distribuição probabilística podem ter como base cálculos simplificados.

A seguir são exemplificados alguns conceitos básicos da estatística que auxiliarão na definição da FDP, como por exemplo a média e o desvio padrão (BARBOSA, 2014):

- **Média:** para uma variável aleatória x , com uma FDP dada pela função $f(x)$, a média (μ_x) pode ser representada pela Equação 2:

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2)$$

- **Variância:** a variância (σ^2) mede a dispersão da distribuição de probabilidade sobre a média, Equação 3:

$$\text{Var} [x] = \sigma_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2 \quad (3)$$

- **Desvio padrão:** o desvio padrão (σ) da FDP pode ser definido como a raiz quadrada da variância, Equação 4:

$$\sigma_x = \sqrt{\text{Var} [x]} \quad (4)$$

- **Coefficiente de variação:** o coeficiente de variação (Cov) expressa a variação das propriedades do solo em estudo, sendo dado pela razão entre desvio padrão e média, exemplificada na Equação 5:

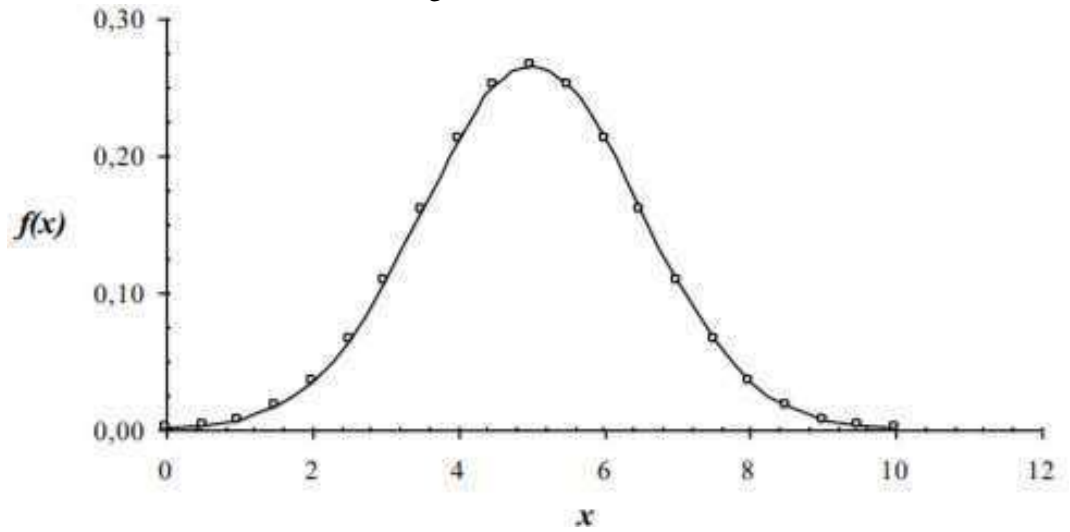
$$\text{Cov} [x] = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (5)$$

A FDP pode ser definida de acordo com uma distribuição específica dependendo do parâmetro analisado. No geral, as distribuições normal ou log-normal são mais comuns, mas existem outras como a Binomial Geométrica, Exponencial, Gama, Beta, etc.

- **FDP para distribuição normal:** Função de distribuição da média (μ_x) e desvio padrão (σ_x), sendo que este tipo de distribuição apresenta simetria, Figura 8, dentro de um intervalo entre $-\infty$ e $+\infty$. A FDP normal pode ser determinada através da Equação 6:

$$\int f(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2} \quad (6)$$

Figura 8 - FDP normal



Fonte: Silva (2015).

- **FDP para distribuição log-normal:** Função de distribuição da média (μ_x) e desvio padrão (σ_x), onde o $\ln(x)$ apresenta distribuição normal, Figura 9, dentro de um intervalo entre 0 e $+\infty$, ou seja, não enquadra valores negativos. A função de distribuição log-normal pode ser calculada através da Equação 7:

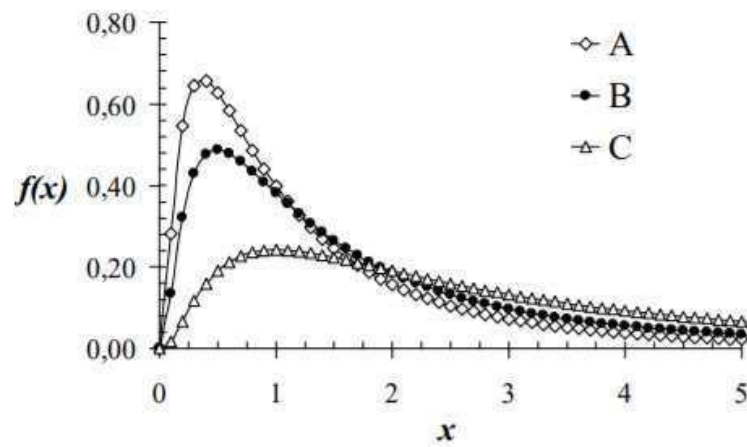
$$\int f(x) = \frac{1}{\zeta \cdot x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \lambda}{\zeta} \right)^2} \quad (7)$$

Onde λ representa o valor médio e ζ o desvio padrão em uma distribuição log-normal, sendo obtidos pelas equações 8 e 9 respectivamente:

$$\mu_x = e^{\lambda + \frac{1}{2} \cdot \zeta^2}; \sigma = \mu \cdot \sqrt{e^{\zeta^2} - 1} \quad (8)$$

$$\lambda = E[\ln(x)]; \zeta = \sqrt{\text{Var}[\ln(x)]} \quad (9)$$

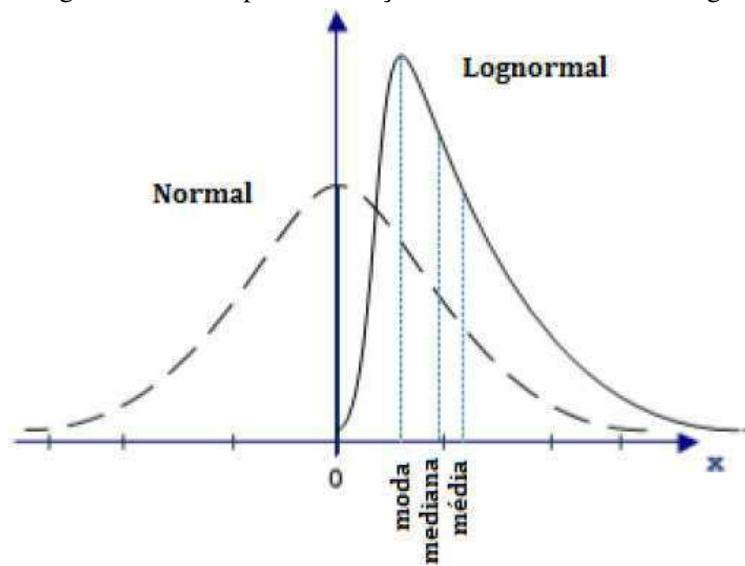
Figura 9 - FDP log-normal



Fonte: Silva (2015).

Na Figura 10 faz-se uma comparação entre as duas funções de densidade de probabilidade para se observar as principais diferenças entre as mesmas.

Figura 10 - Principais diferenças entre a FDP normal e log-normal



Fonte: Teixeira (2012).

Estimativa de parâmetros de variabilidade do solo

A quantificação das incertezas presentes em determinado estudo geotécnico é custosa, visto que por muitas vezes os dados fornecidos são insuficientes para uma análise rigorosa. Neste sentido, valores apresentados em literatura podem ser utilizados como guias para auxílio na interpretação e definição de dados de entrada, sobretudo para identificação da forma de distribuição das VA.

Lacasse e Nadim (1998) registraram vários intervalos de Coeficiente de variação (Cov) e de função densidade de probabilidade (FDP) para um grande número de parâmetros do solo, como pode ser observado na Tabela 5 e Tabela 6. Destas, observa-se que um Cov entre 1% e 10% foi obtido para análise da variação do peso específico, diferente do ângulo de atrito que para argilas, por exemplo, pode apresentar um Cov entre 10% e 56%. Distribuições normais foram observadas para peso específico submerso, índice de vazios, ângulo de atrito de areias, limite de liquidez e plasticidade (argilas) e resistências de cone (CPT – *cone penetration test*). Distribuições log-normais foram observadas para resistência não-drenada de argilas (S_u) e resistências de cone (CPT).

Tabela 5 - Valores e padrões para Cov e FDP

Parâmetro do solo	Símbolo	Cov %	FDP
Peso específico	γ	3 – 8	-
Peso específico submerso	γ'	0 – 10	N
Índice de vazios	e	7 – 30	N
Ângulo de atrito (areias)	ϕ	2 – 13	N
Ângulo de atrito (argilas)	ϕ	10 - 50	-
Limite de liquidez (argilas)	LL	3 – 20	N
Limite de plasticidade (argilas)	LP	3 – 20	N
Resistência drenada (areias)	S	3.7 – 12	-
Resistência drenada (argilas)	S	7.5 – 10	-
Resistência não drenada	S_u	13 – 40	LN
Índice de compressibilidade	C_c	10 – 37	-
Tensão de pré-consolidação	σ_p	10 - 35	-
Coef. de permeabilidade de argilas saturadas	k	68 -90	-
Coef. de permeabilidade de argilas não saturadas	k	130 – 240	-
Coef. de consolidação vertica	C_v	33 – 68	-
Número de pancadas SPT	N	15 – 45	-
Resistência de ponta CPT elétrico	q_c	5 – 15	N, LN
Resistência de ponta CPT mecânico	q_c	15 – 37	N, LN
Resistência do ensaio dilatométrico	q_{dmt}	5 – 15	-
Resistência ao corte não drenada do ensaio de molinete	S_u	10 – 20	-
Módulo de elasticidade	E	2 - 42	-

Fonte: Adaptado de Lacasse e Nadim (1998).

Tabela 6 - Valores típicos de coeficientes de variação em solos

Parâmetros do solo (x)		Coeficiente de Variação (%)	
		Faixa usual	Valor recomendado
Peso específico aparente	γ	1 a 10	3
Índice de vazios	e	13 a 42	25
Teor de umidade	w	6 a 63	15
Limite de liquidez	LL	2 a 48	10
Limite de plasticidade	LP	9 a 29	15
Índice de plasticidade	IP	7 a 79	50
Índice de compressão	C_c	18 a 73	30
Módulo de Young	E	2 a 42	30
Coeficiente de permeabilidade	k	200 a 300	300
Coeficiente de consolidação	c_v	25 a 100	50
Resistência ao cisalhamento não drenada	S_u	20 a 50	30
Ângulo de atrito efetivo	ϕ' (Areias)	5 a 15	10
Ângulo de atrito efetivo	ϕ' (Argilas)	12 a 56	30

Fonte: Lee (1983) *apud* Miranda (2005).

Análise probabilística

Conforme Duncan (2000) e Whitman (1984), a linguagem probabilística por muitas vezes é apresentada como uma barreira ao entendimento por parte dos profissionais na área geotécnica. Seguindo esse pressuposto, buscar-se-á facilitar os conceitos básicos e, principalmente, os mais relevantes para a análise, sendo estes o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de ruptura (p_f).

Na engenharia, tanto a carga aplicada (Q) como a resistência dos materiais (R) podem apresentar incertezas que influenciarão a determinação do FS adequado. O estudo da segurança do talude está relacionado a essas duas grandezas que resultam na Equação 10 (BAECHER, 2003):

$$FS = \frac{R}{Q} \quad (10)$$

Segundo Maia (2003), a análise de confiabilidade (AC) do talude se dá através do índice de confiabilidade β relacionado à probabilidade de ruptura p_f , sendo que β pode ser representado pela Equação 11:

$$\beta_e = \frac{\mu_e}{\sigma_e} \quad (11)$$

Onde:

β_e : Índice de confiabilidade estatística;

μ_e : Média da distribuição de probabilidade estatística;

σ_e : Desvio padrão da distribuição de probabilidade estatística.

Considerando que na engenharia civil o valor limite do FS é 1,0 e que para $FS < 1,0$ ocorre a ruptura, podemos simplificar a Equação 11 de forma a obtermos a Equação 12, aplicada em distribuições normais:

$$\beta = \frac{\mu_{FS}-1}{\sigma_{FS}} \quad (12)$$

Onde:

μ_{FS} : Valor médio do Fator de Segurança;

σ_{FS} : Desvio padrão do Fator de Segurança.

Nos casos em que a função densidade de probabilidade é caracterizada por uma distribuição log-normal, o valor de β pode ser definido pela Equação 13:

$$\beta = \frac{\ln \left[\frac{\mu_{FS}}{\sqrt{1 + \text{Cov}(FS)^2}} \right]}{\sqrt{\ln[1 + \text{Cov}(FS)^2]}} \quad (13)$$

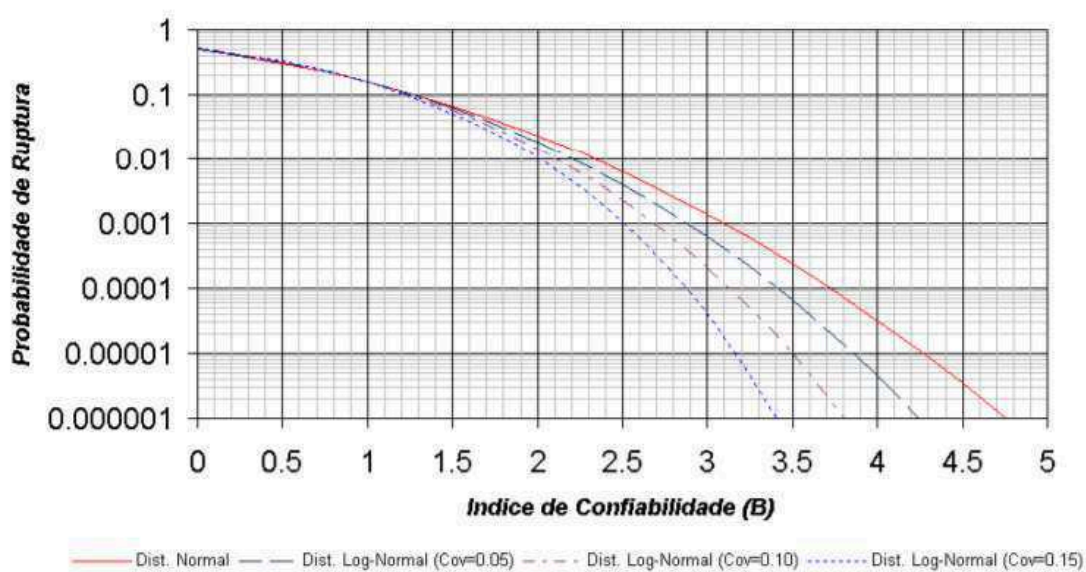
Onde:

μ_{FS} : Valor médio do Fator de Segurança;

$\text{Cov}(FS)$: Coeficiente de variação do Fator de Segurança.

O índice de confiabilidade nada mais é do que a medida em número de desvio padrão entre o valor médio e o FS crítico, ou seja, $FS < 1,0$. Define-se, dessa maneira, que β é inversamente proporcional a p_f , como pode ser visto na Figura 11.

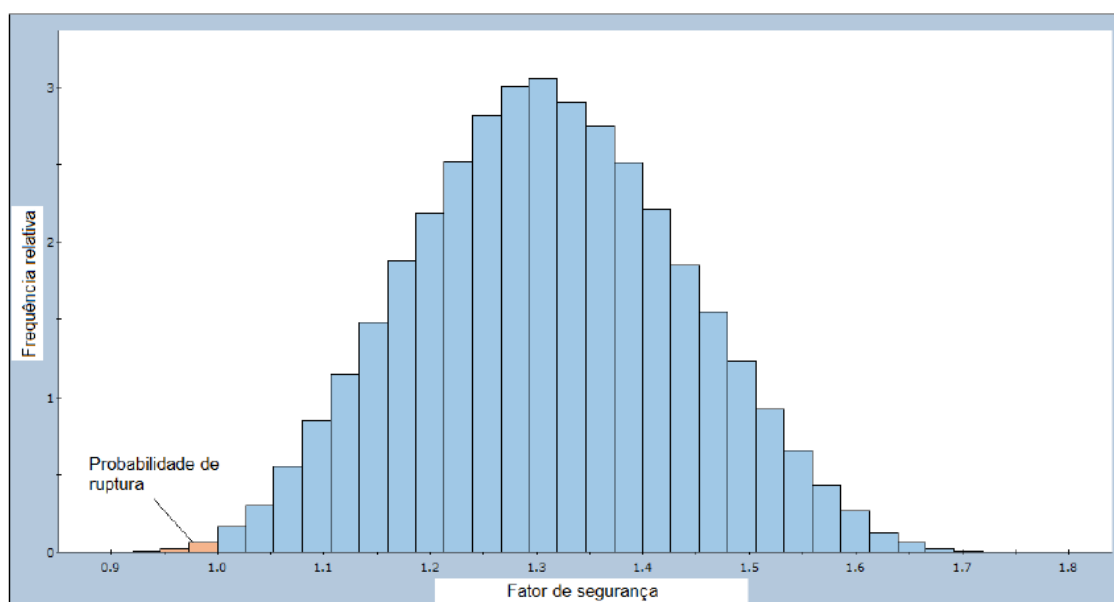
Figura 11 - Probabilidade de ruptura vs Índice de confiabilidade



Fonte: Flores (2008).

Em relação à probabilidade de ruptura, a mesma tem por finalidade indicar a probabilidade de $FS < 1,0$. A Figura 12 mostra que através de uma função de distribuição normal, por exemplo, pode-se definir p_f como sendo a área abaixo da curva de distribuição, entre $-\infty$ e 1,0.

Figura 12 - Histograma representando FS após análise probabilística



Fonte: Flores (2008).

Para o cálculo da probabilidade de ruptura, utiliza-se a Equação 14, relacionando-se ao índice de confiabilidade (COSTA, 2005):

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (14)$$

Onde:

$\Phi(\beta)$: Função cumulante da distribuição normal reduzida.

Ainda, o valor de p_f pode ser determinado pela Equação 15, que calcula a razão entre o número de análises de FS < 1 sobre o total de análises de FS calculados:

$$p_f = \frac{\text{número de análises de FS} < 1}{\text{número de análises de FS}} \cdot 100 \quad (15)$$

Na Tabela 7 e Tabela 8 estão representados alguns valores de probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade recorrentes na área geotécnica, sendo considerado aceitável na maioria dos taludes uma probabilidade de ruptura de 10^{-5} , conforme Santamarina (1992). De acordo com Whitman (1984), um β próximo a 2,0 é amplamente utilizado na geotecnia, mas o mesmo pode ser superior ou inferior a este valor em alguns casos.

Tabela 7 - Valores típicos de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura

Caso	Índice de confiabilidade (β)	Probabilidade de ruptura (p_f)
Fundações	2,3 a 3	0,01 a 0,001
Taludes de mineração	1,0 a 2,3	0,1 a 0,01
Barragens	3,5 a 5,0	0,001 a 0,00001
Estruturas de contenção	2,0 a 3,0	0,01 a 0,001

Fonte: Adaptado de Dell'Avanzi e Sayão (1998) *apud* Costa (2005).

Tabela 8 - Valores típicos de probabilidade de ruptura para taludes

Condições	Probabilidade de ruptura (p_f)
Estruturas temporárias com baixos custos em reparações	0,1
Nenhuma consequência de ruptura, alto custo para manter baixa a p_f (minas a céu aberto)	0,1 ou 0,2
Baixas consequências de ruptura	0,2
Cortes existentes em rodovias interestaduais	0,01 ou 0,02
Aceitável na maioria dos casos, exceto se vidas forem perdidas	0,001
Aceitável para a maioria dos taludes	0,0001
Desnecessariamente baixos	0,00001

Fonte: Adaptado de Santamarina et al. (1992).

Atualmente, existem inúmeros programas capazes de facilitar o cálculo de problemas de maior complexidade com o uso de métodos probabilísticos, obtendo-se resultados mais rigorosos e permitindo a economia de tempo. Como exemplos, pode-se citar o PLAXIS, PHASE2, D-GEO STABILITY, TOCHNOG entre outros.

Método de Monte Carlo

Como citado no item 2.3 a análise da segurança de taludes pode ser realizada em cinco níveis, sendo que os probabilísticos são divididos basicamente em dois, o probabilístico aproximado e o probabilístico puro ou exato, onde o ultimo apresenta maior significância ao estudo.

Dentro dos métodos probabilísticos, encontra-se o método de Monte Carlo (MMC) que depende diretamente do número de simulações realizadas no estudo. Tratando-se de uma técnica que trabalha com amostras, o mesmo está sujeito a erros que são reduzidos à medida que o número de elementos do FS aumenta.

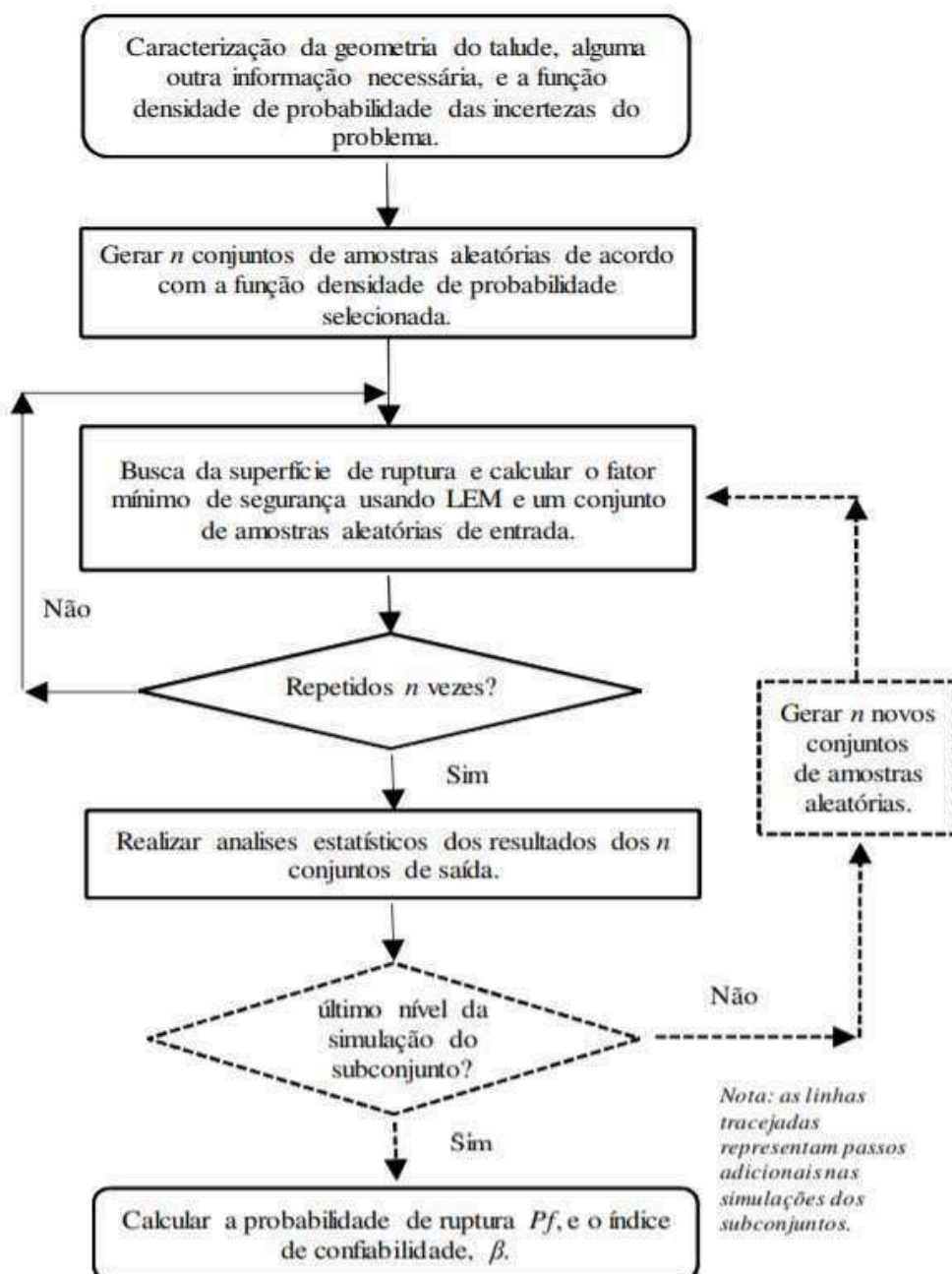
Conforme Sandoval (2012), o MMC tem como base a geração de valores aleatórios n , os quais partem de variáveis $x = (x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$. Cada conjunto aleatório é utilizado para determinar FS (x) e, posteriormente, formar a função densidade de probabilidade do FS (x).

Portanto, fica evidente a necessidade de utilização de geradores de variáveis que sejam imparciais para realização de estudos probabilísticos pelo MMC. Dessa forma, Kuo (2016)

apresenta a criação de funções densidade através de softwares como o Excel, suprimindo a necessidade geração de números aleatórios.

Dessa maneira, o MMC apresenta facilidade de entendimento e alta adaptação a diferentes casos, oferecendo resultados precisos para análise probabilística da estabilidade de taludes. O método pode ser resumido através da Figura 13, que representa um fluxograma do passo a passo a ser realizado para se calcular β e p_f , sendo que pode ser verificado n conjuntos de saída de acordo com a necessidade desejada.

Figura 13 - Fluxograma do Método de Monte Carlo



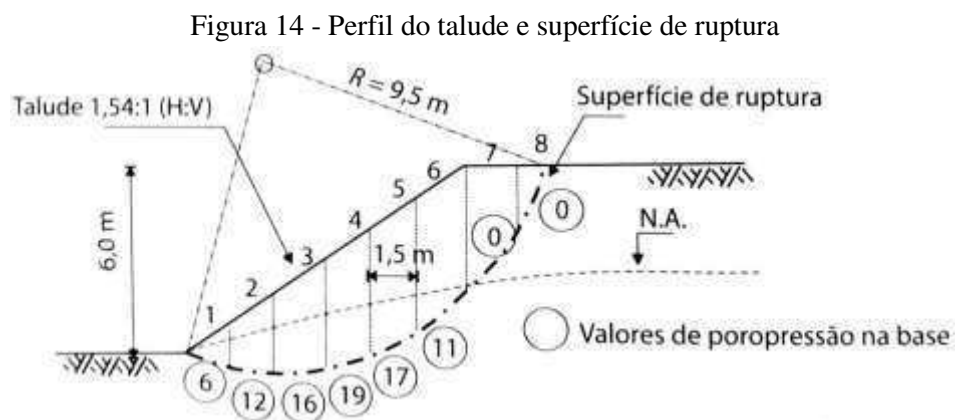
Fonte: Wang (2010).

3 MÉTODOS DE ANÁLISE

Nessa seção será aplicado todo conhecimento já citado no referencial teórico em um talude de literatura, com intuito de analisar-se a estabilidade do mesmo, tanto pelo método determinístico como probabilístico. Como fim, espera-se atingir os objetivos traçados no início do trabalho aplicando-se posteriormente os conhecimentos aqui obtidos em um estudo de caso real.

3.1 DEFINIÇÃO DO TALUDE DE LITERATURA

Para dar-se início as análises as quais se objetivam com o trabalho, definiu-se um talude de literatura, como pode ser visto na Figura 14, o qual apresenta parâmetros de entrada ilustrados na Tabela 9, sendo estes valores determinísticos.



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016).

Tabela 9 - Parâmetros do solo

Parâmetros	
γ (kN/m ³)	20
$\gamma_{\text{água}}$ (kN/m ³)	10
c (kPa)	10
ϕ (°)	29
H (m)	6
L (m)	12,5

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016).

O talude citado está dividido em oito fatias de base constante igual a 1,5 m, apresentando-se homogêneo dentro da superfície de ruptura, ou seja, contém apenas um tipo de solo para o estudo, o qual não foi identificado. Cabe salientar que o método das fatias aqui utilizado não é restrito a solos homogêneos ou à geometria do terreno.

3.2 ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA DETERMINÍSTICO

Tratando-se de um talude finito, calculou-se o FS determinístico utilizando o método de equilíbrio limite de Fellenius, que se mostrou suficiente para este problema.

Como primeiro passo, foram aplicados os parâmetros do solo e a Equação 1 (item 2.3.1) no programa Microsoft Excel, tendo como resultado o $FS = 1,31$, representado na Tabela 10.

Tabela 10 - Cálculo do FS através do método de Fellenius

Método de Fellenius										
Variáveis	Unidades	1	2	3	4	5	6	7	8	Total
b	m	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00	
h	m	0,80	1,80	2,80	3,50	3,90	4,00	3,00	1,20	
l	m	1,60	1,50	1,60	1,60	1,70	2,00	2,40	2,20	
α	°	-14,60	0,00	14,60	20,40	28,00	40,00	50,30	63,60	
$\text{sen } \alpha$	-	-0,25	0,00	0,25	0,35	0,47	0,64	0,77	0,90	
$\cos \alpha$	-	0,97	1,00	0,97	0,94	0,88	0,77	0,64	0,44	
Δl_i	m	1,65	1,50	1,65	1,71	1,93	2,61	3,76	4,95	
W	kN/m	24,00	54,00	84,00	105,00	117,00	120,00	90,00	24,00	
$W \text{sen } \alpha$	-	-6,05	0,00	21,17	36,60	54,93	77,13	69,25	21,50	274,53
$W \cos \alpha$	-	23,23	54,00	81,29	98,41	103,30	91,93	57,49	10,67	
u	kN/m ²	6,00	12,00	16,00	19,00	17,00	11,00	0,00	0,00	
ul	-	9,60	18,00	25,60	30,40	28,90	22,00	0,00	0,00	
$W \cos \alpha - ul$	-	13,63	36,00	55,69	68,01	74,40	69,93	57,49	10,67	
$(W \cos \alpha - ul) \text{tg } \phi$	-	7,55	19,96	30,87	37,70	41,24	38,76	31,87	5,92	213,86
c'l	kN/m	16,00	15,00	16,00	16,00	17,00	20,00	24,00	22,00	146,00
FS:										1,31

Fonte: Autor (2018).

Com base nos resultados encontrados para o FS, observa-se que os mesmos são superiores ao limite crítico $FS \geq 1,0$, ou seja, o talude apresenta-se seguro de acordo com o limite. Além disso, conforme a Tabela 11, o Fator de Segurança é suficiente para novos projetos onde o risco é médio para perdas econômicas e de vidas humanas ($FS = 1,3$). No caso de obras

preventivas e corretivas, Tabela 12, o FS é superior ao grau de segurança elevado em relação ao risco de perda de vidas humanas (FS = 1,3).

Tabela 11 - Valores de FS recomendados para a relação Risco de perdas econômicas X Risco de perda de vidas humanas em novos taludes

FS _{admissíveis}		Risco de perda de vidas humanas		
		Desprezível	Médio	Elevado
Risco de perdas econômicas	Desprezível	1.1	1.2	1.4
	Médio	1.2	1.3	1.4
	Elevado	1.4	1.4	1.5

Nota 1: Fatores de segurança para um período de recorrência de 10 anos

Nota 2: Para condições de risco elevado e subsolo mole, o valor admissível de FS pode ser majorado até 10%

Fonte: GEO (1984).

Tabela 12 - Valores de FS recomendados em casos de risco de perda de vidas humanas em taludes já existentes

Risco de perda de vidas humanas		
Desprezível	Médio	Elevado
FS > 1.1	FS > 1.2	FS > 1.3

Nota 1: Fatores de segurança para um período de recorrência de 10 anos

Fonte: GEO (1984).

Porém, cabe salientar que as tabelas citadas são passíveis de erros, visto que não englobam todas as possíveis formas de ruptura de solos. Dessa forma, deve partir também do profissional o senso crítico e técnico sobre a confiabilidade do Fator de Segurança encontrado.

3.3 IMPLEMENTAÇÃO DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA

3.3.1 Geração de variáveis aleatórias

Para dar início às análises probabilísticas propriamente ditas através do Método de Monte Carlo, definiram-se primeiramente os parâmetros principais do estudo. Como a coesão, peso específico e ângulo de atrito geralmente representam incertezas no solo e influenciam na determinação da segurança de taludes, utilizaram-se as mesmas como variáveis aleatórias a fim de se obter um FS mais próximo do valor real.

Dessa forma, foi necessária a utilização de geradores capazes de fornecer variáveis que sejam imparciais para realização de estudos probabilísticos pelo MMC. Kuo (2016) apresenta a criação de funções densidade através de softwares como o Excel, suprimindo a necessidade de geração de números aleatórios. Para obtenção destas VA o software excel utiliza a Equação 16, função densidade para distribuição normal, e juntamente à ela aplicam-se os valores determinísticos fornecidos pela literatura, observados na Tabela 9 (item 3.1). Desta forma, os valores apresentados na Tabela 9 foram considerados como os valores médios de entrada.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2} \quad (16)$$

Onde:

μ_x : Média do parâmetro em análise;

σ_x : Desvio padrão utilizado.

Destaca-se que toda geração de valores aleatórios adotada no presente trabalho foi feita com base na equação 16, ou seja, considerando-se uma distribuição normal para os dados das variáveis aleatórias.

Ainda, conforme observado pela Equação 16, para a geração de valores aleatórios também é necessária a definição do desvio padrão (σ_x), sendo que este foi especificado com base na pré-determinação de coeficientes de variação (Cov) típicos. Neste estudo optou-se por três coeficientes distintos, um baixo Cov = 5%, médio Cov = 20% e alto Cov = 35%.

A partir dos dados fixados, rodou-se a função no programa Excel obtendo alguns resultados da análise, como mostra a Tabela 13, representando uma iteração de $n = 30$ (trinta números aleatórios) para coesão com coeficiente de variação Cov = 5%.

Tabela 13 - Variação aleatória do parâmetro de coesão com um Cov = 5%

Coesão - Cov = 5%		
Variável aleatória	Função densidade	FS
9,7272	0,6876	1,30
9,5386	0,5212	1,29
9,6444	0,6196	1,29
10,1538	0,7610	1,32
9,9095	0,7849	1,31
10,0936	0,7840	1,32
10,0081	0,7978	1,31
10,0606	0,7920	1,31
10,3515	0,6232	1,33
9,9624	0,7956	1,31
10,4234	0,5575	1,33
11,3406	0,0219	1,38
10,7542	0,2558	1,35
10,4639	0,5188	1,34
10,4539	0,5284	1,33
9,2291	0,2431	1,27
9,4820	0,4665	1,28
10,1228	0,7742	1,32
10,3682	0,6084	1,33
9,9031	0,7830	1,31
9,9695	0,7964	1,31
10,0067	0,7978	1,31
9,5958	0,5755	1,29
10,1217	0,7746	1,32
10,4870	0,4965	1,34
10,0633	0,7915	1,31
10,3186	0,6513	1,33
9,1080	0,1625	1,26
10,1036	0,7809	1,32
10,4500	0,5322	1,33

Fonte: Autor (2018).

3.3.2 Análise do N° de iterações

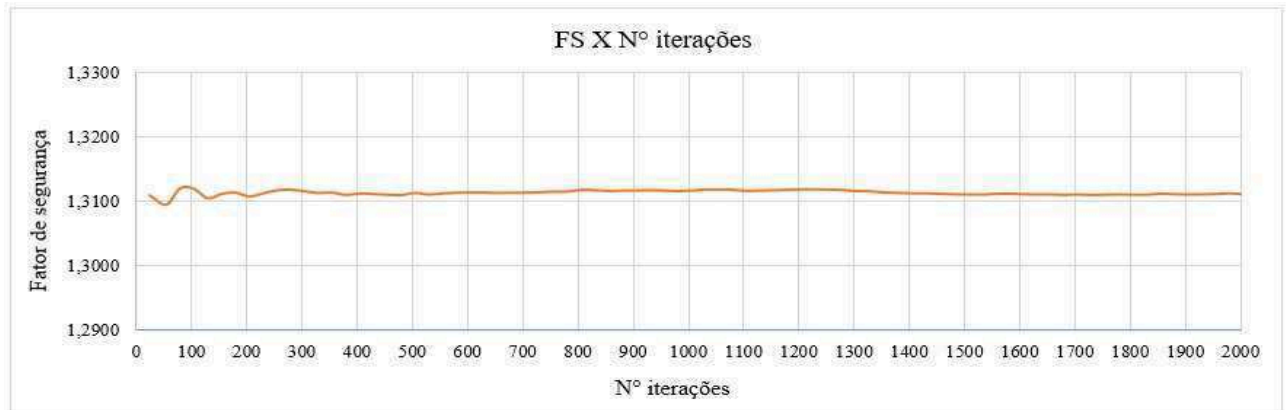
Como a precisão da simulação de Monte Carlo depende da quantidade de vezes que o cálculo de FS é feito, foram rodadas análises até a definição da convergência do FS adequado (estabilidade de FS médio). Neste sentido, foi estudado um intervalo de 30 a 2000 iterações.

De maneira semelhante ao cálculo do Fator de Segurança determinístico, utilizou-se também nesse caso o método de equilíbrio limite, dividindo-se o talude em fatias. A análise da estabilidade de FS médio foi feita através da implementação dos cálculos no software Excel, para os coeficientes de variação Cov = 5% e Cov = 35%.

Com esse estudo, objetivou-se não apenas descobrir o número de iterações satisfatório, mas também o comportamento desse resultado frente a grandes mudanças das características

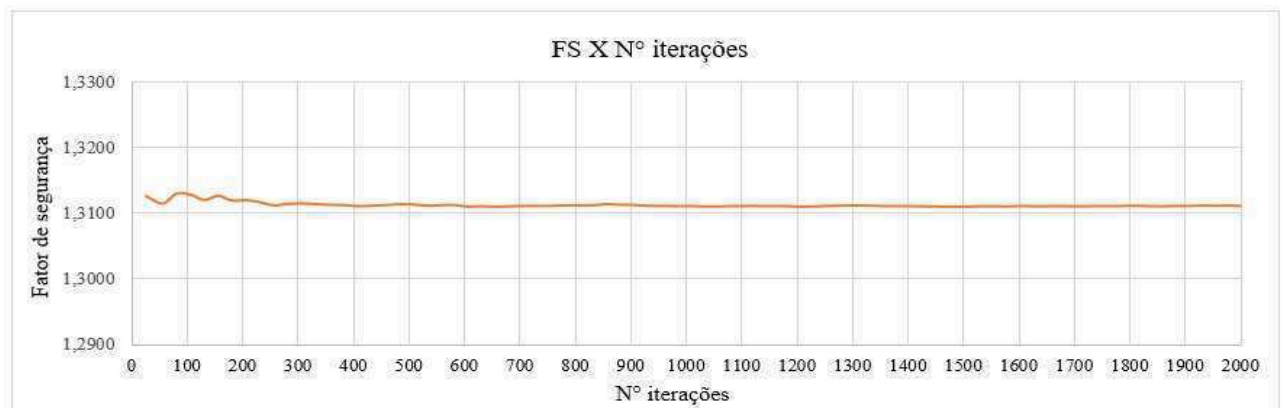
do solo em estudo. A seguir, são apresentados os gráficos da variação dos fatores de segurança médios de acordo com o número de iterações para um $Cov = 5\%$: Figura 15, variação da coesão; Figura 16, variação do peso específico; e Figura 17, variação do ângulo de atrito.

Figura 15 - Número de iterações para cálculo do FS variando a coesão com $Cov = 5\%$



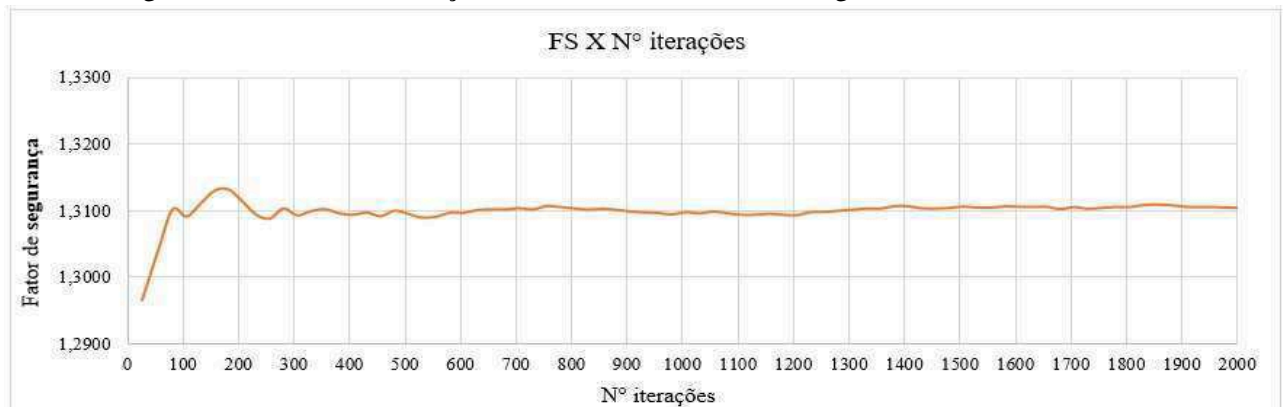
Fonte: Autor (2018).

Figura 16 - Número de iterações cálculo do FS variando o peso específico com $Cov = 5\%$



Fonte: Autor (2018).

Figura 17 - Número de iterações cálculo do FS variando o ângulo de atrito com $Cov = 5\%$

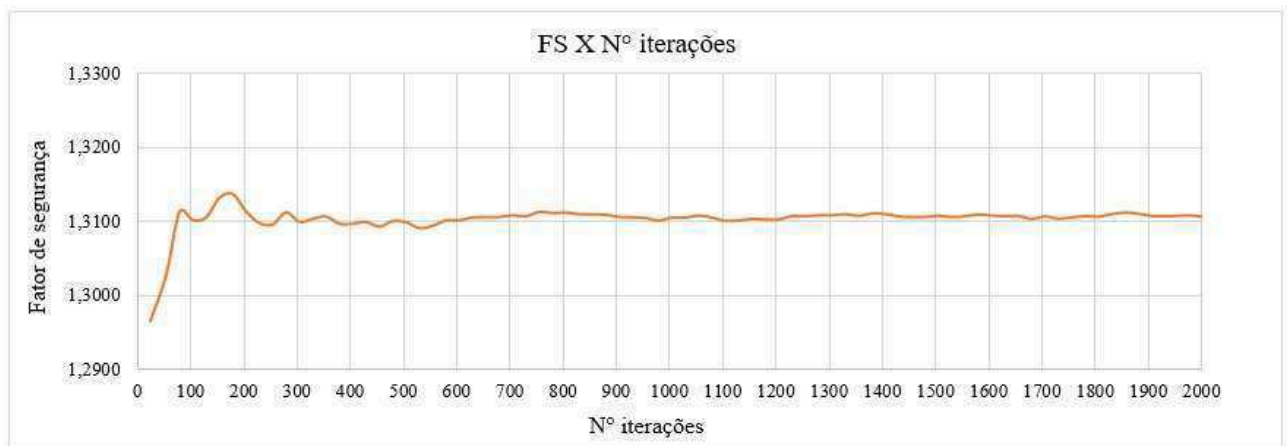


Fonte: Autor (2018).

Conforme observado nas Figuras 15 a 17, com um coeficiente de variação pequeno ($Cov = 5\%$), percebe-se que o número de iterações necessárias também é reduzido. Nesse caso, para uma análise com $n = 550$ iterações já se obtém um Fator de Segurança de convergência ($FS = 1,31$), onde a variação se torna inferior a 2×10^{-3} , convergindo para um FS semelhante ao encontrado pelo método determinístico.

Na Figura 18 é apresentado o resultado para uma correlação entre coesão e ângulo de atrito. Neste cenário, ângulo de atrito e coesão são consideradas variáveis correlacionais, ou seja, quando uma varia a outra também varia. Sendo assim, a oscilação simultânea dos dois parâmetros pode resultar em resultados e comportamentos diferentes do analisado através da variação de somente um deles. No caso, o gráfico resultante da Figura 18 se mostrou semelhante ao da Figura 17, não sendo observadas mudanças consideráveis.

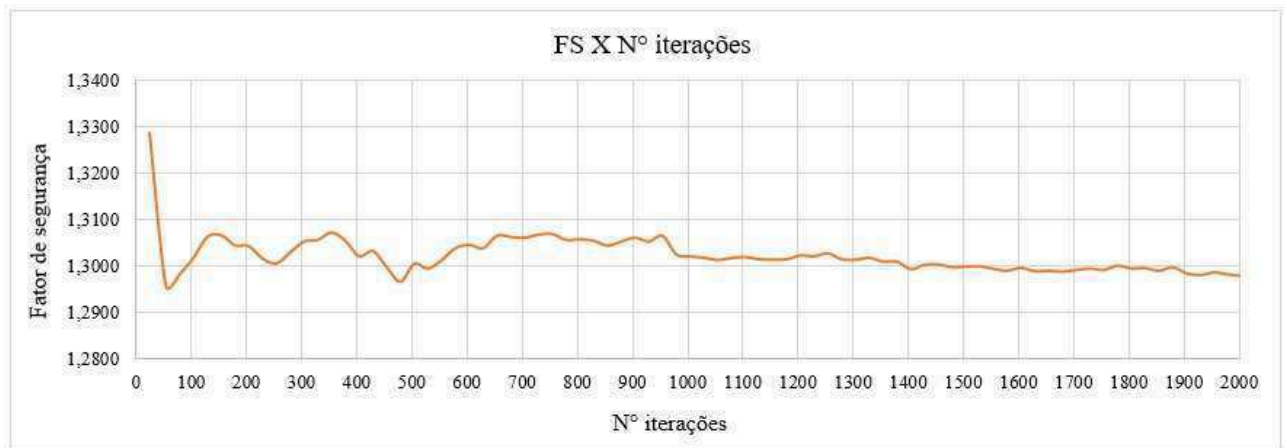
Figura 18 - Número de iterações cálculo do FS para uma correlação entre coesão e ângulo de atrito com $Cov = 5\%$



Fonte: Autor (2018).

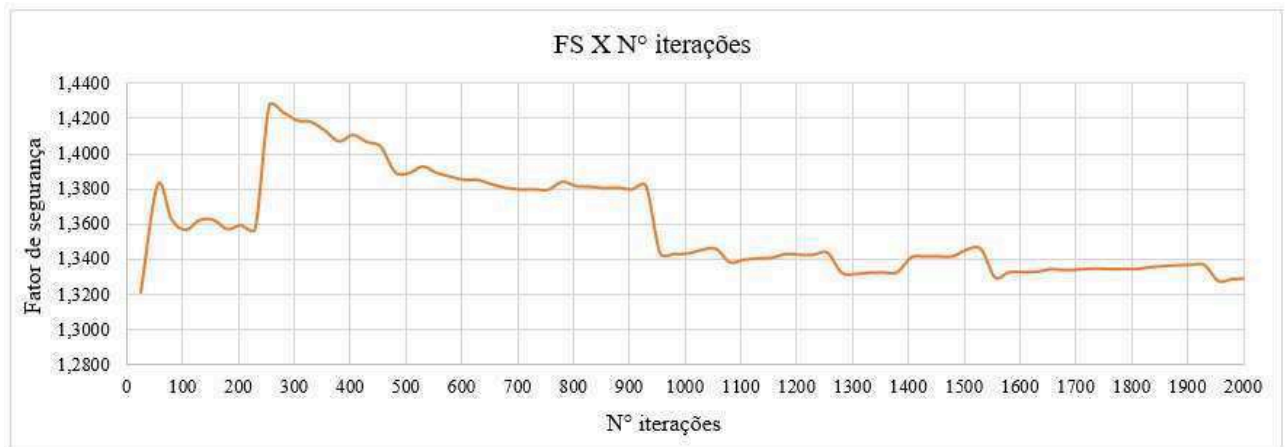
Como um solo geralmente apresenta características com variações consideráveis ao longo da sua distribuição, faz-se necessário um estudo que englobe as mesmas, ou seja, com um $Cov = 35\%$. Sendo assim, essa possibilidade foi considerada e os resultados da variação de FS médio de acordo com o número de iterações são representados na: Figura 19, variação da coesão; Figura 20, variação do peso específico; e Figura 21, variação do ângulo de atrito.

Figura 19 - Número de iterações para cálculo do FS variando a coesão com Cov = 35%



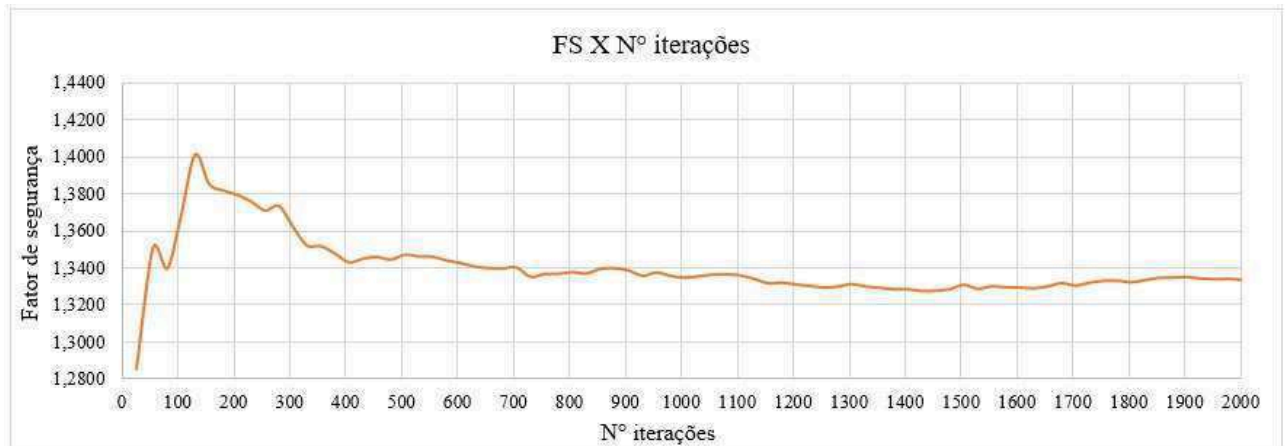
Fonte: Autor (2018).

Figura 20 - Número de iterações cálculo do FS variando o peso específico com Cov = 35%



Fonte: Autor (2018).

Figura 21 - Número de iterações cálculo do FS variando o ângulo de atrito com Cov = 35%

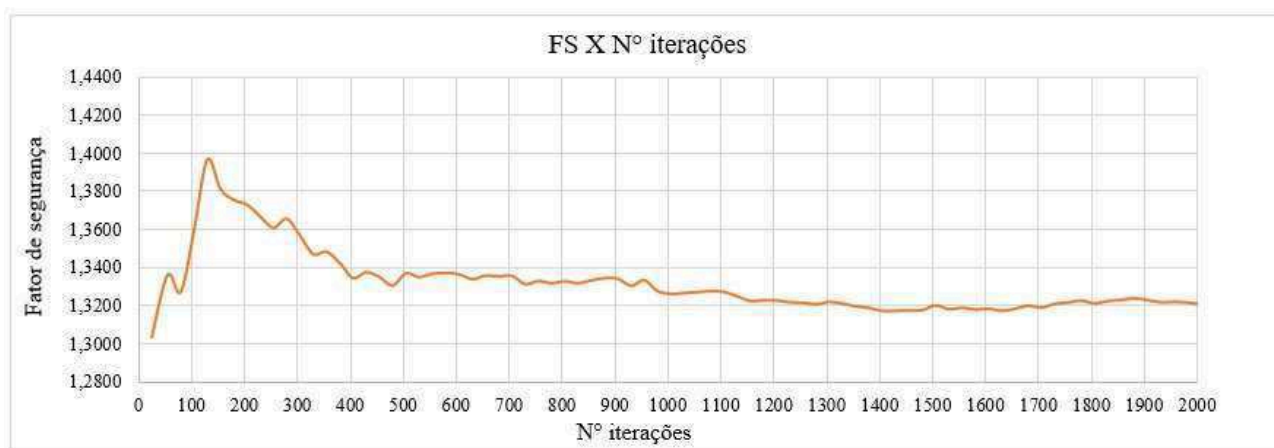


Fonte: Autor (2018).

Para um $Cov = 35\%$ necessitou-se de um número de iterações maior, adotando-se como critério de convergência uma variação menor que 10^{-3} entre os valores de FS. Além disso, de acordo com a variação de cada parâmetro foram obtidos valores do Fator de Segurança distintos, ficando entre aproximadamente 1,30 e 1,34.

A Figura 22 representa a correlação entre a coesão e o ângulo de atrito, mostrando que o gráfico possui forma semelhante à análise feita com o parâmetro ângulo de atrito. Porém, para um $Cov = 35\%$, percebe-se um Fator de Segurança ($FS = 1,32$) diferente do calculado analisando-se os parâmetros não correlacionados ($FS = 1,30$ e $FS = 1,34$, para coesão e ângulo de atrito respectivamente). Dessa forma, pode-se verificar que a correlação e variação simultânea dos parâmetros gera influência significativa para este valor de coeficiente de variação.

Figura 22 - Número de iterações cálculo do FS para uma correlação entre coesão e ângulo de atrito com $Cov = 35\%$



Fonte: Autor (2018).

Conforme a Tabela 5 (item 2.3.2), o Cov para peso específico normalmente varia entre 3% e 8%, já para ângulo de atrito o mesmo fica entre 10% e 50%. Portanto, buscando incluir todas as possíveis variações, um valor de $n = 2000$ iterações será utilizado para as demais análises estatísticas e probabilísticas. Entretanto destaca-se que o número de iterações deve ser avaliado caso a caso para que seja garantida a convergência/confiabilidade da análise executada.

3.3.3 Probabilidade de ruptura (p_f)

Após avaliado o número de iterações necessário para estabilidade do Fator de Segurança médio, foram feitas as análises de probabilidade de ruptura. Dessa maneira, foram aplicados os valores de Cov igual à 5%, 20% e 35% no estudo de cada parâmetro, de forma a entendermos o impacto da não inclusão de algumas incertezas do solo no estudo de confiabilidade de taludes.

Para análise estatística foram utilizadas as equações apresentadas no item 2.3.2, calculando-se a média (μ_x), desvio padrão (σ_x), variância (σ^2), coeficiente de variação (Cov) e tipo de distribuição. Sequencialmente são apresentados os resultados para análise estatística dos parâmetros de coesão, peso específico e ângulo de atrito.

Coesão

O primeiro parâmetro a ser estudado foi a coesão (c), como pode ser visto na Tabela 14, Tabela 15 e Tabela 16, que apresentam os valores estatísticos utilizados para os coeficientes de variação de 5%, 20% e 35%, respectivamente. Os valores da média e desvio padrão apresentados nas referidas tabelas são os calculados a partir dos valores aleatórios gerados pelo software excel. Desta forma, comparando-se os resultados apresentados com os valores de entrada, os mesmos permanecem semelhantes independente do coeficiente de variação aplicado, como era esperado. Nas tabelas, o tipo de distribuição do FS também é destacado.

Tabela 14 - Valores estatísticos da coesão para um Cov = 5%

Coesão				
σ_x	σ^2	μ_x	$\text{Cov} = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
0,5	0,2	10,0 kPa	5%	Normal

Fonte: Autor (2018).

Tabela 15 - Valores estatísticos da coesão para um Cov = 20%

Coesão				
σ_x	σ^2	μ_x	$\text{Cov} = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
2,0	3,8	9,97 kPa	20%	Normal

Fonte: Autor (2018).

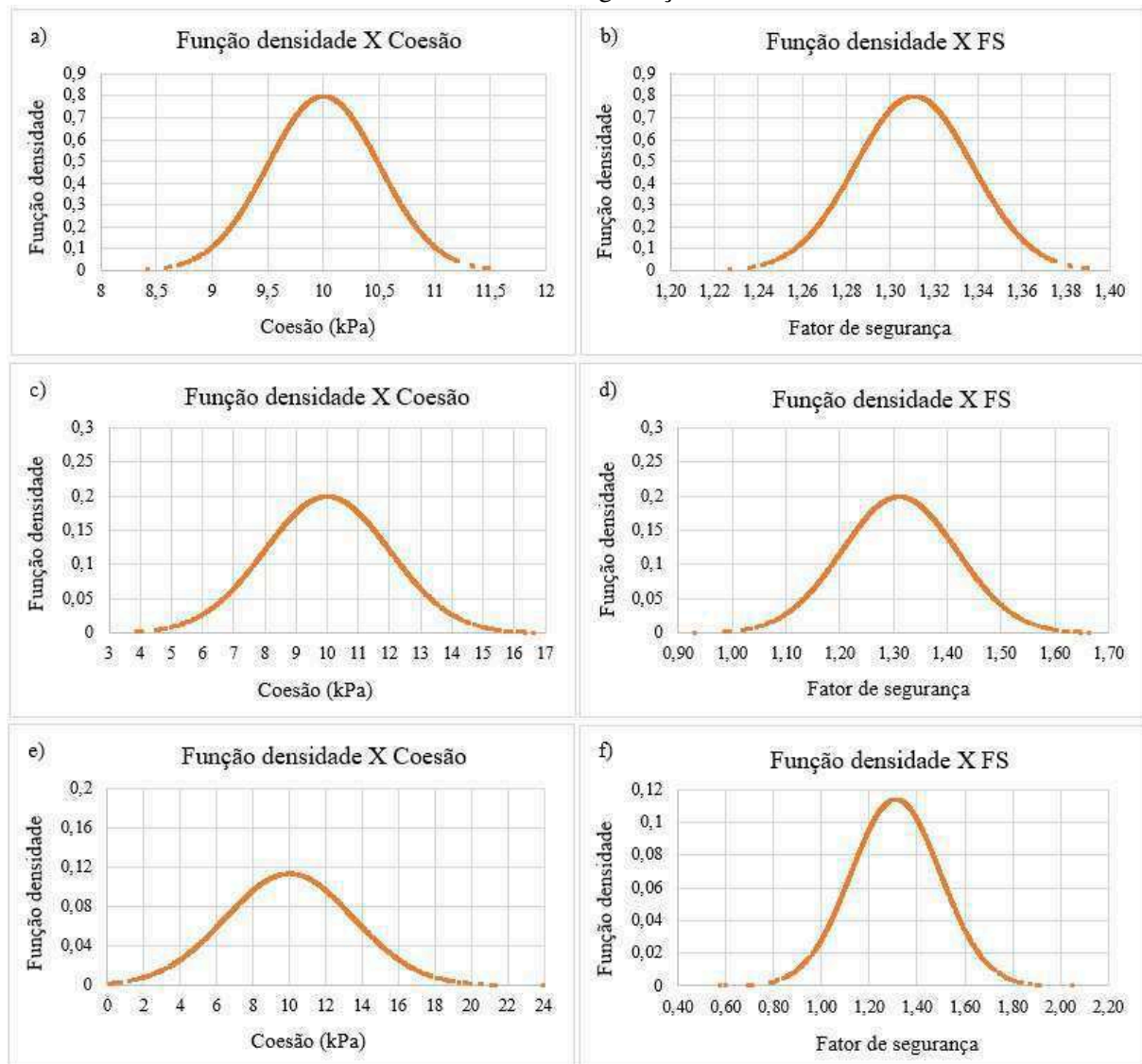
Tabela 16 - Valores estatísticos da coesão para um Cov = 35%

Coesão				
σ_x	σ^2	μ_x	$\text{Cov} = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
3,5	12,4	9,76 kPa	35%	Normal

Fonte: Autor (2018).

A Figura 23 apresenta um resultado da análise probabilística para coesão, destacando-se que nos gráficos a), c) e e) são apresentadas as distribuições normais com pontos aleatórios para o parâmetro de coesão com diferentes valores de Cov. Já nos gráficos b), d) e f) são representados os resultados de FS obtidos através das iterações. A interpretação da função densidade da coesão e do Fator de Segurança da Figura 23 mostra seguir uma distribuição normal com os valores médios semelhantes às definições determinísticas, validando os resultados.

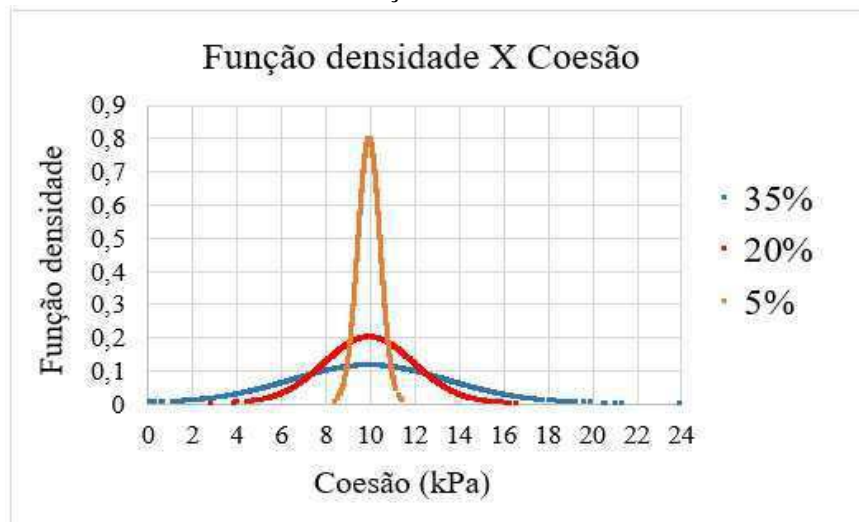
Figura 23 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X variação da coesão ou Fator de Segurança



Fonte: Autor (2018).

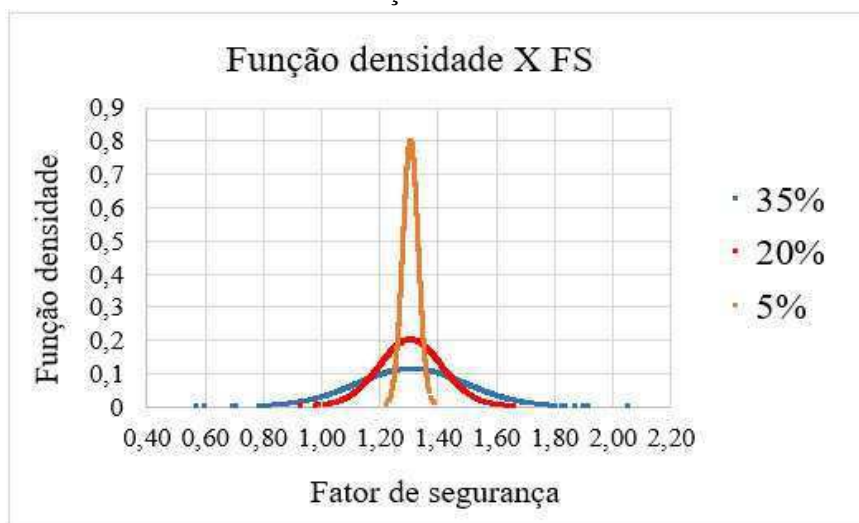
Já na Figura 24 e Figura 25, pode-se observar a mesma relação entre a função densidade e coesão ou Fator de Segurança, respectivamente, porém com a plotagem dos três coeficientes de variação sobrepostos. Com o aumento do Cov, percebe-se a redução da amplitude e expansão do intervalo de valores ao qual o Fator de Segurança e o parâmetro em análise podem pertencer.

Figura 24 - Relação entre a função densidade X variação da coesão, para os três coeficientes de variação utilizados



Fonte: Autor (2018).

Figura 25 - Relação entre a função densidade X Fator de Segurança, para os três coeficientes de variação utilizados



Fonte: Autor (2018).

Para o cálculo do índice de confiabilidade (β) e probabilidade ruptura (p_f) representados na Tabela 17, foram aplicadas as equações 12 e 14, respectivamente, sendo que as mesmas estão descritas no item 2.3.2. Segundo a Tabela 17, o β é inversamente proporcional a p_f , ou seja, com a redução do índice de confiabilidade se tem um aumento da probabilidade de ruptura.

Tabela 17 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura de acordo com cada coeficiente de variação

Coesão							
	N° de Iterações	FS_{Determinístico}	FS_{médio}	Cov_{coesão}	Tipo de distribuição do FS	β	p_f
1	2000	1,31	1,31	5%	Normal	12,17	0%
2	2000	1,31	1,31	20%	Normal	2,98	0,1%
3	2000	1,31	1,30	35%	Normal	1,59	6%

Fonte: Autor (2018).

A probabilidade de ruptura se mostrou significativa apenas para um $Cov = 35\%$, onde os valores determinísticos podem apresentar uma diferença considerável em relação a realidade dos parâmetros do solo. Ainda, interpretando os valores da probabilidade de ruptura de acordo com as especificações da Tabela 8 (item 2.3.2), o valor de p_f obtido para um $Cov = 35\%$ é superior ao valor aceitável para a maioria dos taludes, sendo oneroso o custo para manter a probabilidade de ruptura baixa. Analisando-se o $Cov = 20\%$ se obtém um p_f aceitável para projetos, desde que não existam chances de perda de vida de pessoas, devido à ruptura do talude.

Peso específico

Complementando a análise probabilística, foram realizadas as mesmas análises, mas agora alterando-se a variação do peso específico (γ), como pode ser visto na Tabela 18, Tabela 19 e Tabela 20, onde foram determinados os dados estatísticos necessários para se ter uma análise prévia do comportamento do parâmetro no solo.

Tabela 18 - Valores estatísticos do peso específico para um $Cov = 5\%$

Peso específico				
σ_x	σ^2	μ_x	$Cov = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
1,0	1,0	20,03 kN/m ³	5%	Normal

Fonte: Autor (2018).

Tabela 19 - Valores estatísticos do peso específico para um Cov = 20%

Peso específico				
σ_x	σ^2	μ_x	$\text{Cov} = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
4,0	16,4	19,96 kN/m ³	20%	Log-normal

Fonte: Autor (2018).

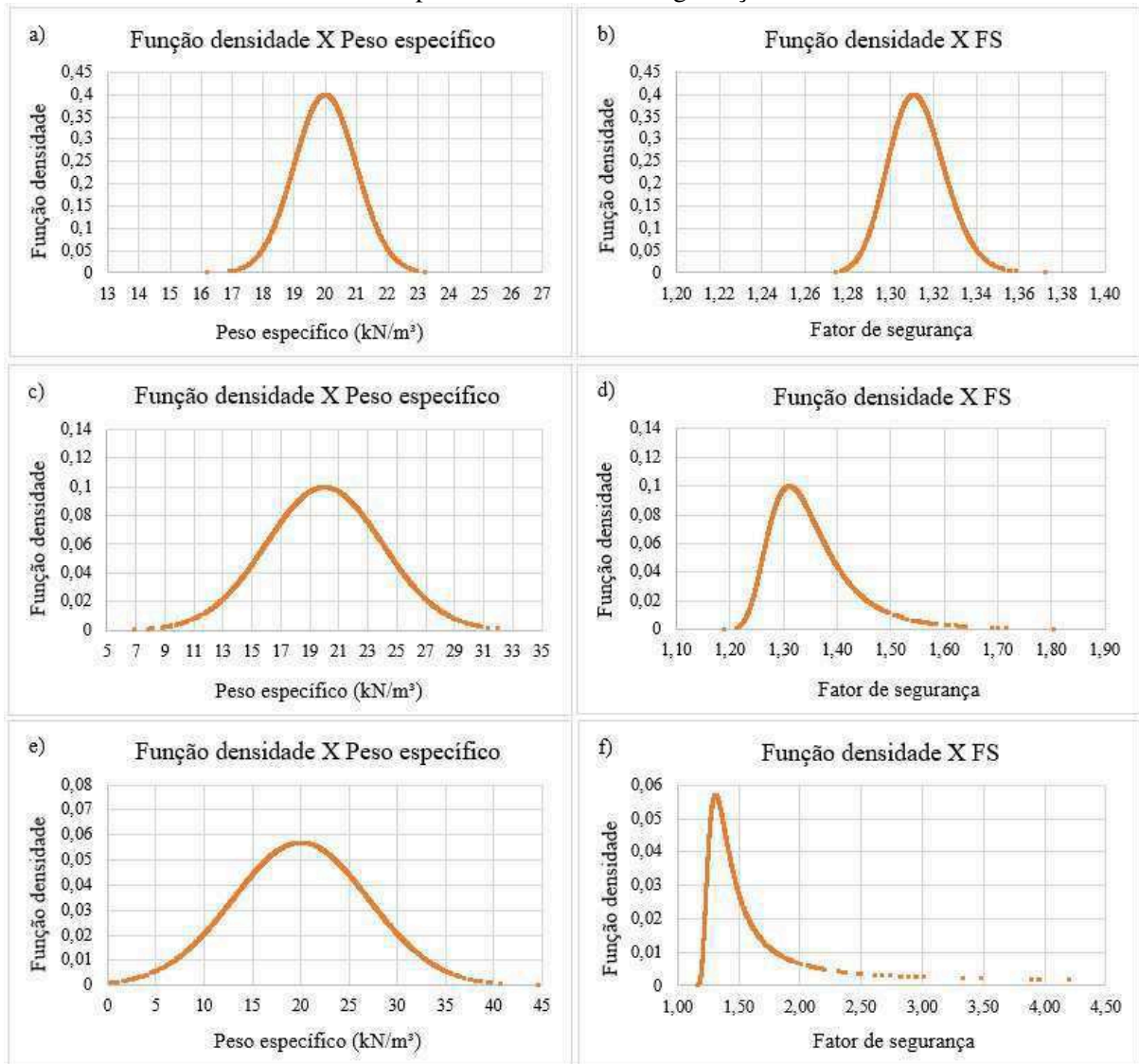
Tabela 20 - Valores estatísticos do peso específico para um Cov = 35%

Peso específico				
σ_x	σ^2	μ_x	$\text{Cov} = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
7,0	49,1	20,02 kN/m ³	35%	Log-normal

Fonte: Autor (2018).

Como pode ser observado nas Tabelas 18, 19 e 20, o valor médio do peso específico permaneceu semelhante com a variação do Cov, porém o tipo de distribuição do Fator de Segurança mudou. Com a aplicação de um Cov = 20% e 35%, a forma de distribuição do Fator de Segurança variou de normal para log-normal, Figura 26. Vale ainda salientar que os valores médios de FS permanecem semelhantes aos valores determinísticos, apresentados no capítulo 3.1 e 3.2.

Figura 26 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X variação do peso específico ou Fator de Segurança



Fonte: Autor (2018).

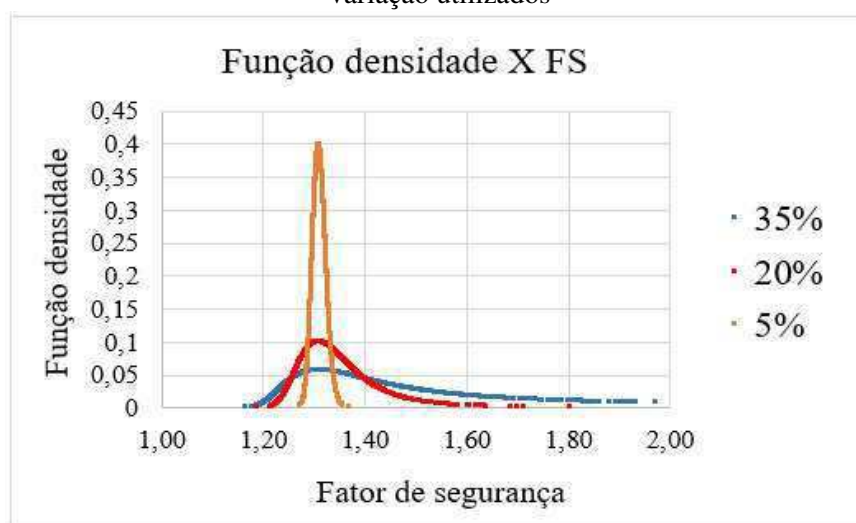
Na Figura 27 e Figura 28, observa-se a relação entre a função densidade e o peso específico ou Fator de Segurança, respectivamente, sendo que os gráficos dos três coeficientes de variação estão sobrepostos. O comportamento é semelhante ao caso da coesão, onde a amplitude aumentou com o aumento do Cov, com aparente mudança da forma de distribuição. É esperado que a amplitude do gráfico diminua com o acréscimo do coeficiente de variação, de forma que a densidade de distribuição se torne cada vez menor.

Figura 27 - Relação entre a função densidade X variação do peso específico, para os três coeficientes de variação utilizados



Fonte: Autor (2018).

Figura 28 - Relação entre a função densidade X Fator de Segurança, para os três coeficientes de variação utilizados



Fonte: Autor (2018).

Na obtenção do índice de confiabilidade (β) e probabilidade ruptura (p_f) foram utilizadas as equações 13 e 14 (item 2.3.2). Como mostra a Tabela 21, para um $Cov = 5\%$ o β apresentou um valor alto resultando em p_f pouco considerável, ou seja, próximo a zero. Já no caso de $Cov = 35\%$ a probabilidade de ruptura é superior a 50%, sendo inaceitável para segurança de um talude.

Tabela 21 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura de acordo com cada coeficiente de variação

Peso específico							
Nº de Iterações	FS_{Determinístico}	FS_{médio}	Cov_{peso específico}	Tipo de distribuição do FS	β	p_f	
1	2000	1,31	1,31	5%	Normal	24,04	0%
2	2000	1,31	1,32	20%	Log - normal	5,66	0%
3	2000	1,31	1,33	35%	Log - normal	-0,06	52%

Fonte: Autor (2018).

No caso do peso específico, segundo as Tabelas 5 e 6 (item 2.3.2), os valores típicos do coeficiente de variação ficam entre 1% e 10%, logo o caso de Cov = 35% acaba sendo conservador visto que considera uma variabilidade pouco comum deste parâmetro no solo.

Ângulo de atrito

Na Tabela 22, Tabela 23 e Tabela 24, são representados os valores estatísticos para o ângulo de atrito. Ainda, o tipo de distribuição do Fator de Segurança é caracterizado como normal, diferentemente do FS do peso específico que se mostrou hora normal e hora log-normal.

Tabela 22 - Valores estatísticos do ângulo de atrito para um Cov = 5%

Ângulo de atrito				
σ_x	σ^2	μ_x	Cov = σ_x / μ_x	Tipo de distribuição do FS
1,5	2,2	28,96°	5%	Normal

Fonte: Autor (2018).

Tabela 23 - Valores estatísticos do ângulo de atrito para um Cov = 20%

Ângulo de atrito				
σ_x	σ^2	μ_x	Cov = σ_x / μ_x	Tipo de distribuição do FS
6,0	36,0	29,24°	20%	Normal

Fonte: Autor (2018).

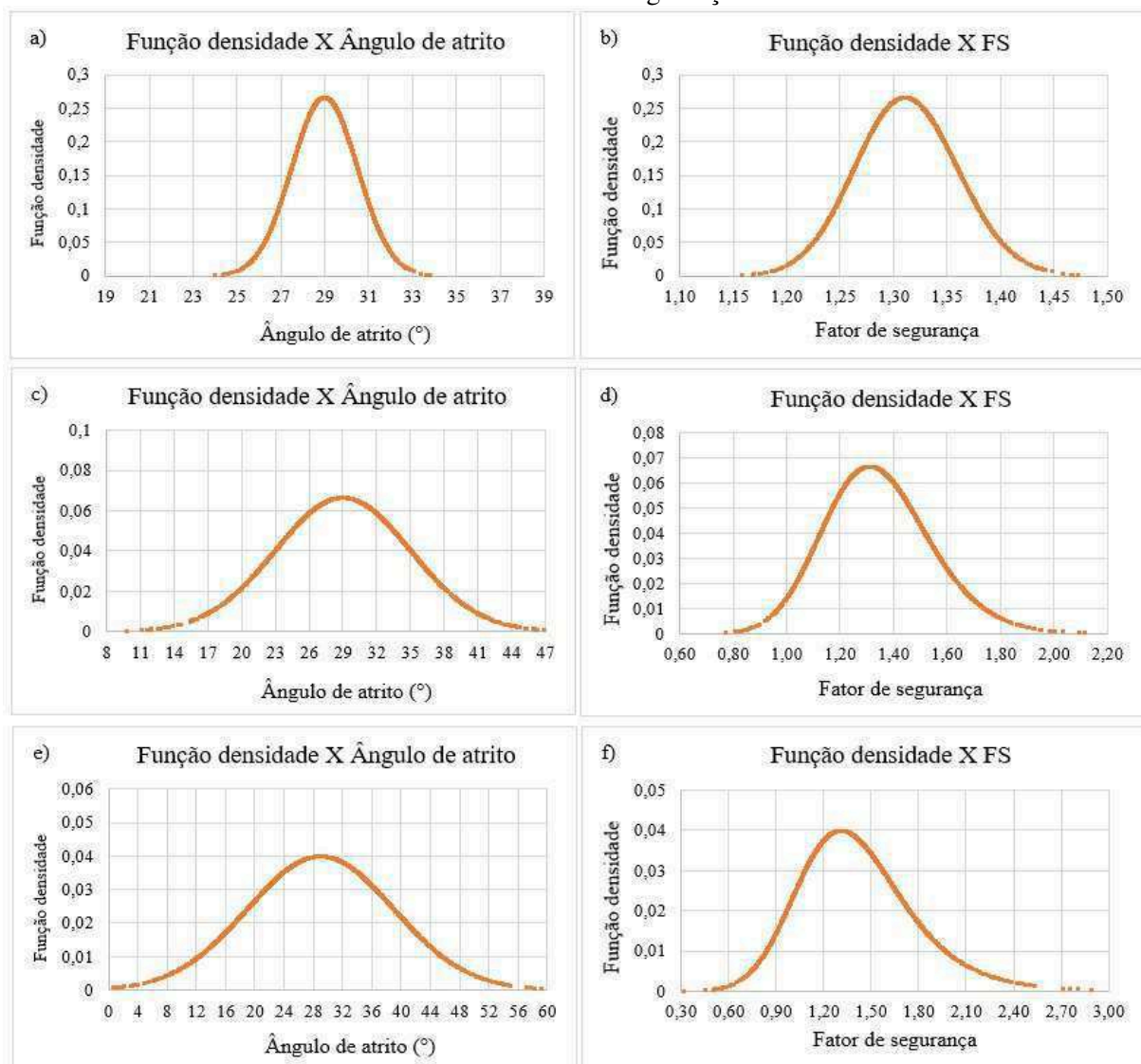
Tabela 24 - Valores estatísticos do ângulo de atrito para um $Cov = 35\%$

Ângulo de atrito				
σ_x	σ^2	μ_x	$Cov = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
10,0	100,3	28,65°	35%	Normal

Fonte: Autor (2018).

A relação entre função densidade e a variação do ângulo de atrito ou Fator de Segurança pode ser observado na Figura 29. O parâmetro ângulo de atrito apresenta o comportamento semelhante à coesão, sendo definido em todas as análises por uma distribuição normal.

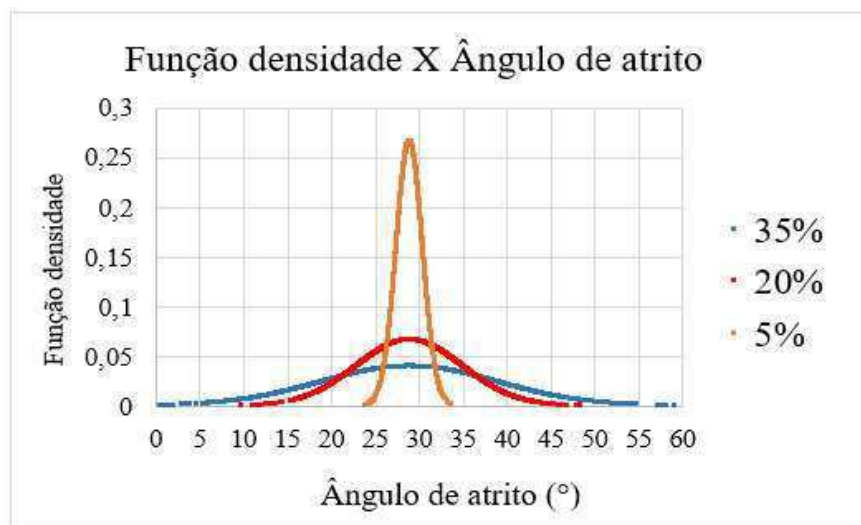
Figura 29 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X variação do ângulo de atrito ou Fator de Segurança



Fonte: Autor (2018).

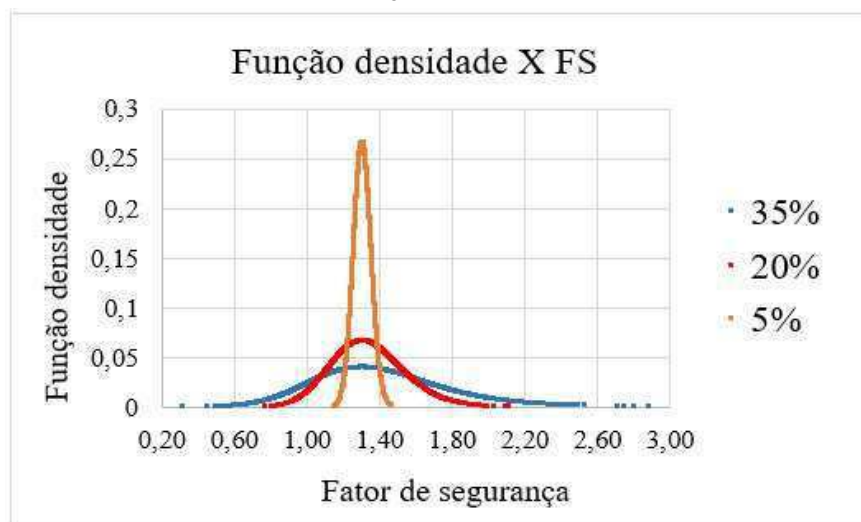
A Figura 30 e Figura 31, comparam a relação entre função densidade e a variação do ângulo de atrito ou Fator de Segurança, respectivamente, relacionando os três gráficos, cada um para um coeficiente de variação distinto. Semelhante aos outros parâmetros, coesão e peso específico, a amplitude diminui e o intervalo de valores do ângulo de atrito aumenta, com o aumento do Cov.

Figura 30 - Relação entre a função densidade X variação do ângulo de atrito, para os três coeficientes de variação utilizados



Fonte: Autor (2018).

Figura 31 - Relação entre a função densidade X Fator de Segurança, para os três coeficientes de variação utilizados



Fonte: Autor (2018).

Por fim, na Tabela 25, são representados o índice de confiabilidade e o coeficiente de ruptura para variação do ângulo de atrito. Nesse caso, para um Cov = 20% e 35%, há um pequeno aumento no Fator de Segurança, comparando-se com o FS determinístico. Ainda

nesses dois casos, há uma probabilidade de ruptura considerável, sendo no segundo e terceiro caso 5% e 17%, respectivamente.

Tabela 25 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura de acordo com cada coeficiente de variação

Ângulo de atrito					Tipo de distribuição do FS	β	p_f
N° de Iterações	FS_{Determinístico}	FS_{médio}	Cov_{ângulo de atrito}				
1	2000	1,31	1,31	5%	Normal	6,59	0%
2	2000	1,31	1,33	20%	Normal	1,66	5%
3	2000	1,31	1,33	35%	Normal	0,97	17%

Fonte: Autor (2018).

Diferentemente do peso específico, o $Cov = 35\%$ é um valor comum para ângulos de atrito em solos argilosos, ficando entre 10° e 56° , segundo as Tabelas 5 e 6, logo o coeficiente de variação não é atípico na maioria dos casos. Dessa forma, as probabilidades de 5% e 17% são consideradas baixas, porém para mantê-las podem ser necessários gastos consideráveis.

Correlação entre coesão e ângulo de atrito

Na análise dos parâmetros do solo é necessário ter o conhecimento de que alguns destes podem apresentar comportamentos correlacionáveis, como no caso da coesão e ângulo de atrito. Sendo assim, quando ocorre a variação de um deles, o outro é influenciado diretamente, podendo resultar em um Fator de Segurança distinto da análise individual de cada parâmetro.

Com o objetivo de incluir esse comportamento no estudo, foram correlacionados os parâmetros de coesão e ângulo de atrito, partindo primeiramente da análise estatística como feito nos casos anteriores. Na Tabela 26, Tabela 27 e Tabela 28, são apresentados os valores estatísticos para a correlação.

Tabela 26 - Valores estatísticos da coesão e ângulo de atrito para um $Cov = 5\%$

Correlação					
Parâmetro	σ_x	σ^2	μ_x	$Cov = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
Coesão	0,5	0,3	10 kPa	5%	Normal
Ângulo de atrito	1,5	2,4	$28,9^\circ$	5%	Normal

Fonte: Autor (2018).

Tabela 27 - Valores estatísticos da coesão e ângulo de atrito para um Cov = 20%

Correlação					
Parâmetro	σ_x	σ^2	μ_x	$\text{Cov} = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
Coesão	2,0	3,8	10 kPa	20%	Normal
Ângulo de atrito	6,0	37,1	29,2°	20%	Normal

Fonte: Autor (2018).

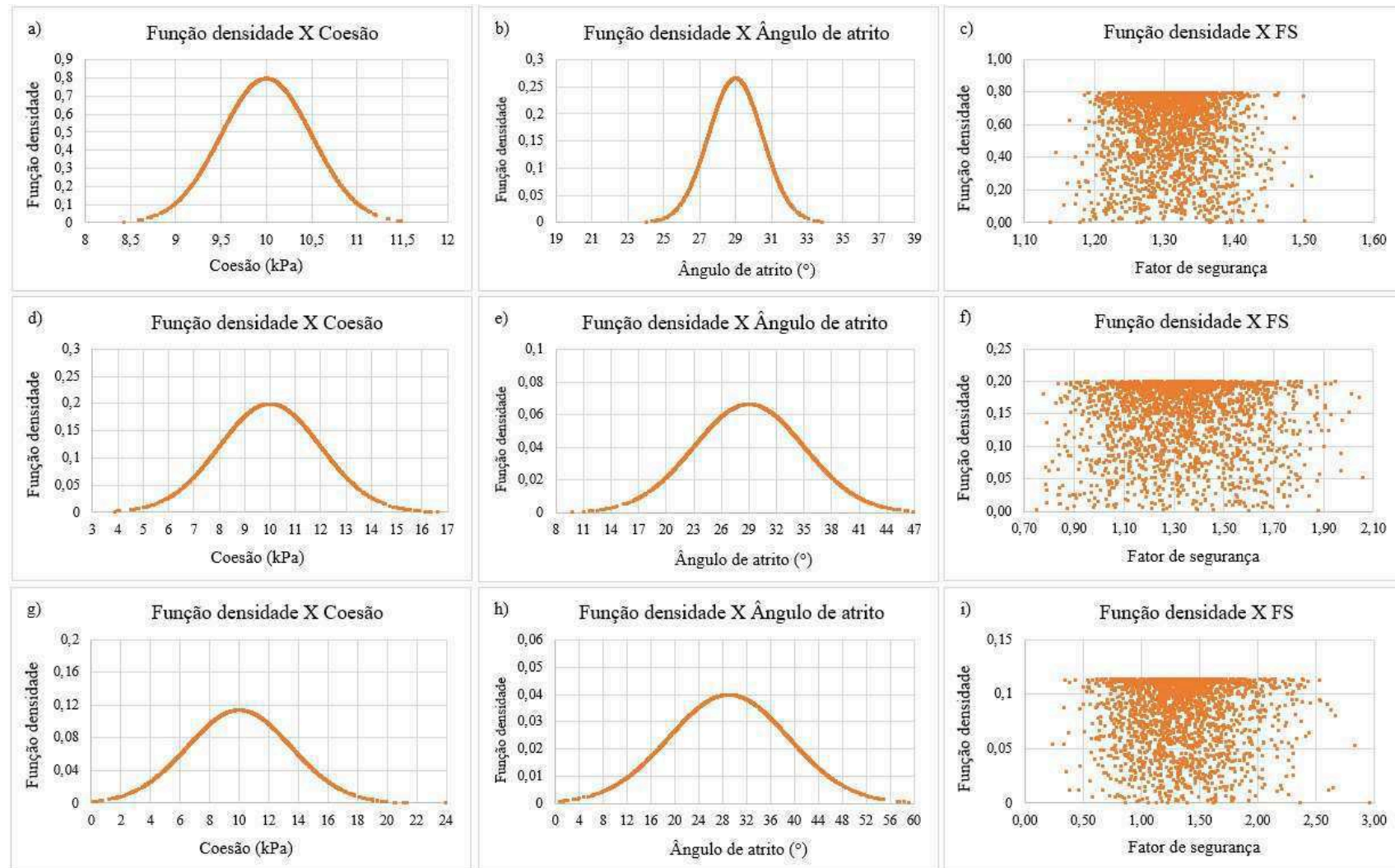
Tabela 28 - Valores estatísticos da coesão e ângulo de atrito para um Cov = 35%

Correlação					
Parâmetro	σ_x	σ^2	μ_x	$\text{Cov} = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
Coesão	3,5	11,7	9,9 kPa	35%	Normal
Ângulo de atrito	10,0	105,5	28,9°	35%	Normal

Fonte: Autor (2018).

Na Figura 32 nos gráficos a), b), d), e), g) e h) são representadas as relações entre a função densidade e cada parâmetro separadamente, sendo que nos gráficos c), f) e i) estão as distribuições do FS resultante da correlação. Por tratar-se de uma análise simultânea de dois parâmetros distintos, a distribuição do FS não apresenta um padrão em relação a função densidade.

Figura 32 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X variação do ângulo de atrito, coesão ou Fator de Segurança



Fonte: Autor (2018).

No caso da correlação, obtiveram-se valores superiores às análises isoladas de probabilidade de ruptura da coesão e do ângulo de atrito, Tabela 29. De acordo com a Tabela 8 (item 2.3.2), onde são apresentados valores típicos para taludes, a probabilidade de ruptura obtida para um $Cov=20\%$ é aceitável onde não há consequências graves como perdas de vidas ou econômicas devido a ruptura, diferentemente do resultado para um $Cov=35\%$ que apresenta uma probabilidade de ruptura inaceitável (probabilidade de falha de 40%).

Tabela 29 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura de acordo com cada coeficiente de variação

Correlação							
	N° de Iterações	FS_{Determinístico}	FS_{médio}	Cov_{correlação}	Tipo de distribuição do FS	β	p_f
1	2000	1,31	1,31	5%	-	5,19	0%
2	2000	1,31	1,33	20%	-	1,46	7%
3	2000	1,31	1,34	35%	-	0,24	40%

Fonte: Autor (2018).

4 ESTUDO DE CASO

O talude de estudo faz parte do projeto de duplicação da BR 470, rodovia federal que se inicia no município de Navegantes, Santa Catarina, e termina em Campos Novos, Rio Grande do Sul. O segmento avaliado está localizado no Km 18+900, que tem perfil geotécnico composto por depósitos de argila mole com espessura entre 12 e 23 metros.

4.1 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Para dar-se início aos estudos, foram analisados os ensaios de campo e laboratório a fim de identificar e caracterizar as camadas de solo componentes do talude real. O primeiro ensaio de análise foi o SPT (*Standard Penetration Test*) que se baseia na medida de uma resistência conjugada através da cravação de um peso de cravação padrão de 65 Kg. A resistência resultante, chamada de índice de resistência a penetração (N_{spt}), é o número de golpes para que o amostrador penetre 30 cm, posteriormente à cravação inicial de 15 cm (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

Segundo o estudo realizado em campo, o solo é composto, basicamente, por argila e silte argiloso. Pode-se classifica-lo de acordo com a Tabela 30 da NBR7250/1982. Tal tabela divide o solo em dois tipos, areia e silte arenoso ou argila e silte argiloso. Através do N_{spt} é possível determinar sua designação.

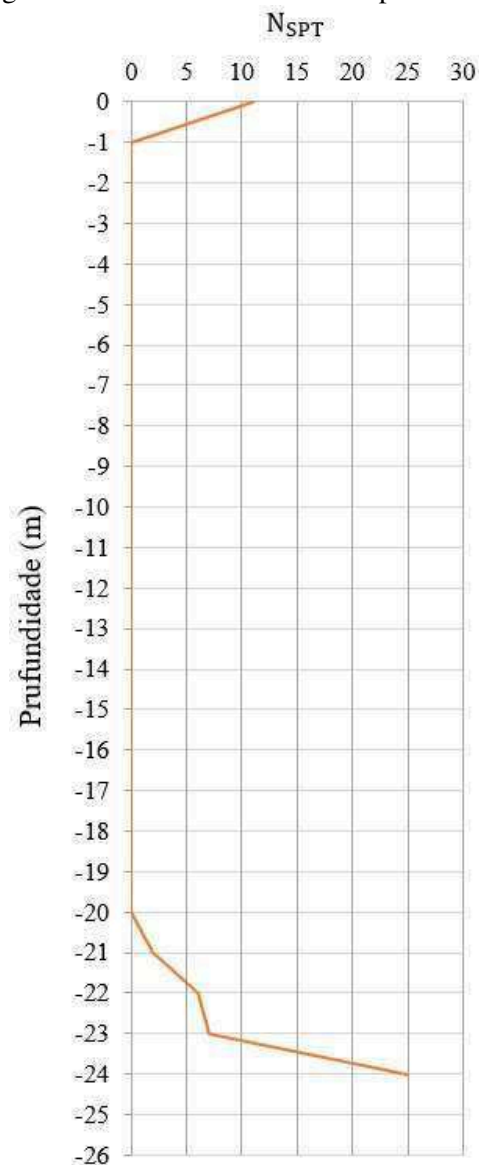
Tabela 30 - Classificação de solo

Solo	Índice de resistência a penetração (N_{spt})	Designação
Areia e silte arenoso	< 4	fofa
	5 - 8	pouco compacta
	9 - 18	medianamente compacta
	19 - 40	compacta
	> 40	muito compacta
Argila e silte argiloso	< 2	muito mole
	3 - 5	mole
	6 - 10	média
	11 - 19	rija
	> 19	dura

Fonte: Adaptado (NBR 7250, 1982).

Como mostra a Figura 33, foi analisado o solo até uma profundidade de 24 m, visto que a partir desta cota o índice N_{spt} se torna significativo. Destaca-se que, para a análise probabilística de estabilidade do presente trabalho, as camadas de maior relevância são as que possam apresentar maiores incertezas relacionadas a ruptura. No anexo A, encontrado no final desse trabalho, pode ser observado o ensaio realizado em campo, o mesmo apresenta a classificação das camadas de acordo com a profundidade e N_{spt} .

Figura 33 - Análise da resistência pelo ensaio SPT



Fonte: Autor (2018).

De acordo com o ensaio, o solo foi dividido em: 0 m a 1,25 m, solo de silte argiloso com pedregulhos variegado (vermelho) rijo (aterro); 1,25 m a 2 m, argila cinza rija; 2 m a 3,20 m, solo de argila arenosa variegada (amarela) muito mole; 3,20 m a 4,80 m, solo de argila cinza

clara muito mole; 4,80 m a 5,70 m, turfa; 5,70 m a 7 m, solo de argila cinza escura muito mole; 7 m a 24,80 m, argila cinza escura muito mole a média.

As camadas de análise são caracterizadas quase que exclusivamente pelo comportamento muito mole, visto que o $N_{spt} = 0$ da profundidade 1 m até 20 m, sendo que a partir desta cota o solo ganha resistência rapidamente sendo considerado duro (argila dura) na profundidade de 24 m.

Tendo-se uma identificação e classificação inicial do depósito de solo, a investigação do subsolo foi complementada com ensaios de Piezocone (CPTU), Palheta (Vane test) e triaxias (UU), sendo os ensaios de campo expostos nos anexos B, C e D respectivamente. Os ensaios destacados serviram como base para coleta de alguns dados de entrada do estudo aqui apresentado, assim como o nível freático (NA) na cota 1,5 m.

O ensaio de Piezocone consiste na cravação de uma ponteira cônica no solo, com o monitoramento contínuo da resistência mobilizada (CINTRA et al. 2013). No Brasil, o ensaio segue a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) Método Brasileiro MB-3406 (1991), onde são definidos padrões relacionados aos equipamentos e procedimentos a serem adotados, tornando-se possível a comparação de resultados obtidos com diferentes equipamentos. A cravação do equipamento é feita com velocidade constante de 2cm/s por via de sistemas hidráulicos que possuem um controle preciso da velocidade de penetração (SCHNAID e ODEBRECCHT, 2012).

Segundo Schnaid e Odebreccht (2012), de acordo com penetração do Piezocone nas diferentes camadas, os sensores eletrônicos presentes no equipamento calculam de forma contínua a resistência de ponta (q_c), o atrito lateral (f_s) e a poropressão gerada (u_2). A partir das grandezas medidas pelo ensaio, podem ser determinados os parâmetros fundamentais para identificação do tipo de material, como por exemplo, a resistência real (q_t) determinada pela Equação 17:

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (17)$$

Onde:

q_c : Resistência de ponta fornecida pelo ensaio;

u_2 : Poropressão gerada;

a : Coeficiente de calibração, sendo utilizado $a = 0,3$.

Com isso podem ser determinados os dois principais parâmetros do ensaio: a razão de atrito (R_f) e o parâmetro de poropressão (B_q), definidos, respectivamente pela Equação 18 e Equação 19:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100\% \quad (18)$$

Onde:

f_s : Atrito lateral fornecido pelo ensaio;

q_t : Resistência real.

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (19)$$

Onde:

u_0 : Poropressão de equilíbrio;

σ_{v0} : Tensão vertical total.

Em seguida, como definido pelos autores Jefferies e Davies (1993), pode ser determinado um índice de classificação do material (I_c), facilitando a implementação em planilhas de cálculo e auxiliando no tratamento de dados, Tabela 31 (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Tabela 31 - Classificação de solos em função do índice de classificação do material I_c

Índice I_c	Classificação do solo
$I_c > 3,22$	Argilas orgânicas
$3,22 > I_c > 2,82$	Argilas
$2,82 > I_c > 2,54$	Misturas de siltes
$2,54 > I_c > 1,90$	Misturas de areais
$1,90 > I_c > 1,25$	Areias
$I_c < 1,25$	Areias com pedregulhos
$I_c < 1,25$	Areias com pedregulhos

Fonte: Adaptado de Jefferies e Been (2006) *apud* Schnaid e Odebrecht (2012).

O I_c é calculado através da Equação 20:

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) \cdot [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad (20)$$

Onde:

Q_t : Parâmetro normalizado;

F_r : Parâmetro normalizado.

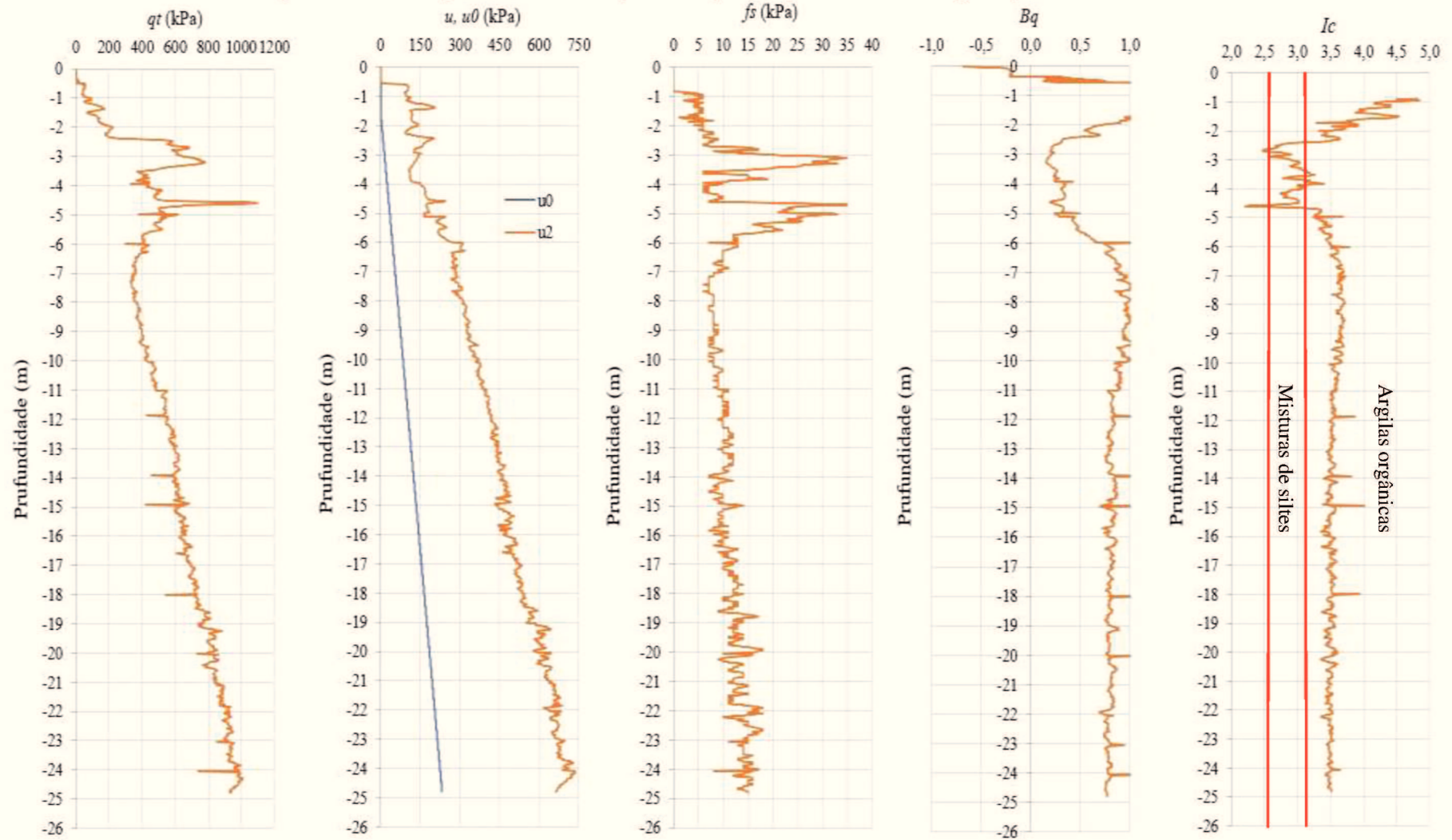
Os parâmetros Q_t e F_r são determinados através da normalização das grandezas medidas no ensaio, sendo calculados pela Equação 21 e Equação 22, respectivamente:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \quad (21)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \cdot 100\% \quad (22)$$

Tendo os principais parâmetros calculados para todas as camadas do estudo, pode-se exemplificar os resultados através de um perfil típico de Piezocone, como pode ser visto na Figura 34, onde são apresentadas as medidas contínuas de q_t , u , f_s , B_q e I_c plotadas ao longo da profundidade. Observa-se que o material possui resistência q_t de 300 a 1100 Kpa entre as cotas de 4 m e 24,8 m (material argiloso), geração de excesso de poropressão ao longo de toda a profundidade, indicando comportamento não-drenado, o que pode ser comprovado com os valores de B_q de 0,2 a 0,8.

Figura 34 - Perfil típico de Piezocone para variação dos parâmetros ao longo da profundidade



Fonte: Autor (2018).

Ainda, conforme os perfis apresentados na Figura 34 e utilizando a tabela 31, pode-se definir que o solo presente entre 0 m e 4 m é predominantemente formado por misturas de siltes, mas com a presença também de siltes arenosos e argila. A camada superficial até 4 m também apresenta geração de poropressão e resistência q_t baixa. Já da cota de 4 m a 24,8 m o principal material encontrado é a argila orgânica com alguns pontos de argila. Através de uma análise criteriosa, observa-se que entre a cota de 0 a 4 m o perfil poderia ser subdividido em camadas siltosas/argilosas distintas. Também que de 4 a 24,8m o perfil poderia ser dividido em camadas de argila e camadas de argila orgânica. Porém, para simplificação da análise probabilística, optou-se pela divisão do perfil em apenas duas camadas (0 a 4 m – misturas de siltes; 4 a 24,8 m – argila orgânica) de acordo com as características mais representativas.

Além disso, foi calculada também a Razão de pré-adensamento (OCR - *Over consolidation ratio*), determinada pela razão entre a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e a tensão efetiva (σ'_{v0}), sendo expressa pela Equação 23 (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012):

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (23)$$

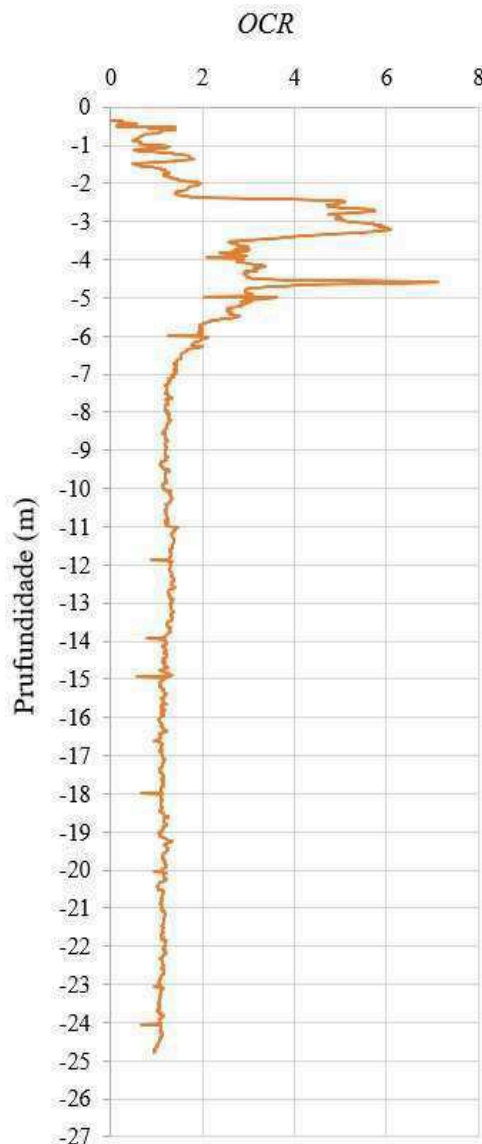
Onde:

σ'_{vm} : Tensão de pré-adensamento;

σ'_{v0} : Tensão efetiva em campo.

O OCR tem por função representar a história de tensões do solo, Figura 35. Valores de OCR próximos de 1 indicam que o material é normalmente adensado. Valores de $OCR > 1$ indicam pré-adensamento do solo, enquanto que valores de $OCR < 1$ indicam solos em processo de adensamento, ou amostras amolgadas.

Figura 35 - Perfil típico de solo para variação do *OCR* ao longo da profundidade



Fonte: Autor (2018)

Segundo o perfil apresentado na Figura 35, da cota 0 m a 2 m tem-se um solo em processo de adensamento, de 2 m a 6 m tem-se um solo levemente pré-adensamento e de 6 a 25 normalmente adensado. Excluindo-se a camada de 0 a 2 m, os valores de OCR apresentados indicam a divisão do depósito em camada superficial com leve pré-adensamento e camada argilosa normalmente adensada com o aumento da profundidade.

Para finalizar a determinação de parâmetros de análise foram executados os ensaios de Palheta (*Vane test*) e de compressão Triaxial (UU). Com esses dois ensaios, foram obtidos os valores de resistência não-drenada (S_u) para cota de 4 m e de 10 m no ensaio de Palheta e 4 m e 10,4 m no ensaio Triaxial. Os valores de resistência não-drenada (S_u) obtidos pelo ensaio de palheta foram corrigidos através da aplicação da Equação 24 proposta por Bjerrum (1973):

$$Su_{\text{corrigido}} = \mu \cdot Su \quad (24)$$

Onde:

μ : Fator de correção empírico

Adotou-se um valor de μ de 0,65, sugestão de Schnaid e Odebrecht (2012) para solos argilosos de Florianópolis - SC.

Na Tabela 32 estão representados os valores de Su , resultantes do ensaio de Palheta e do ensaio Triaxial. Para o primeiro caso foram realizadas as correções necessárias devido aos erros de campo.

Tabela 32 - Valores de resistência não-drenada para os ensaios de Palheta e Triaxial

Ensaio	Profundidade (m)	Su (kPa)	$Su_{\text{corrigido}}$ (kPa)
Palheta	4	70,8	46,02
Palheta	10	33,4	21,7
Triaxial	4	24	-
Triaxial	10,4	11	-

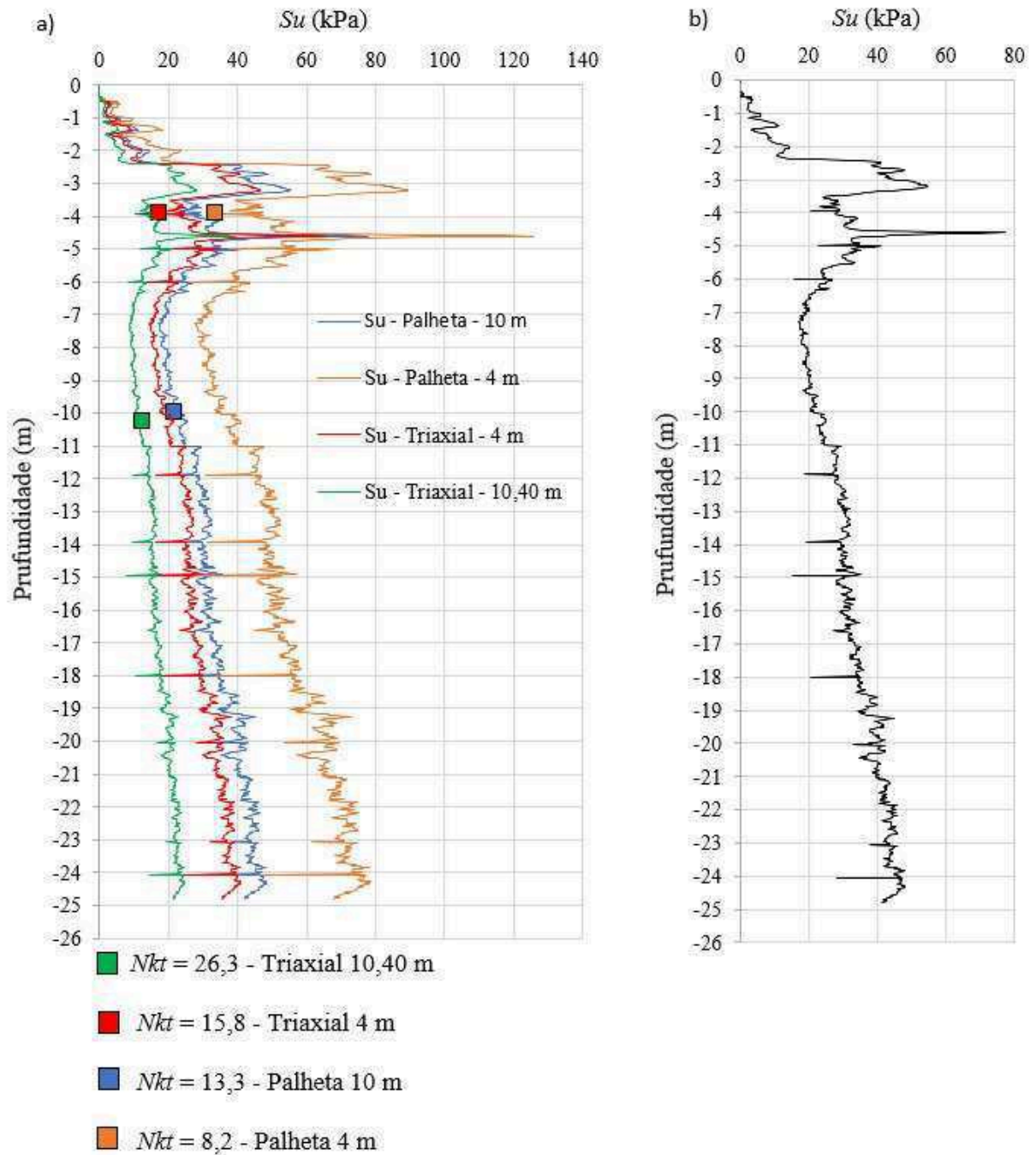
Fonte: Autor (2018).

Através dos valores de Su e $Su_{\text{corrigido}}$, apresentados na Tabela 32, podem ser calculados os fatores N_{kt} do ensaio de Piezocone pela Equação 25:

$$N_{kt} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{Su} \quad (25)$$

Tendo os valores de N_{kt} pontuais, determinaram-se os valores de Su para todo o perfil de solo, como pode ser observado na Figura 36. Em a) são apresentados os 4 perfis resultantes, um para cada N_{kt} estimado, em b) está representado o perfil para um Su médio, resultante dos 4 perfis iniciais.

Figura 36 - Perfis típicos de solo para variação do S_u ao longo da profundidade



Fonte: Autor (2018).

Com os 4 perfis resultantes baseados nos ensaios de Palheta e Triaxial, obteve-se um perfil médio de S_u . Com esse perfil, determinaram-se os valores médios para análise de cada camada, sendo $S_u = 28,2$ kPa para a camada de 0 m a 4 m composta basicamente por misturas de siltes e $S_u = 21,5$ kPa para a camada de 4 m a 24,8 m composta principalmente por argila orgânica.

Ainda, para o perfil médio o N_{kt} foi determinado pela média dos perfis resultantes do ensaio de Palheta e Triaxial, tendo-se um $N_{kt} = 15,3$, o qual se apresenta-se dentro da faixa (8 a 16) apresentada por Schnaid e Odebrecht (2012) para argilas. Cabe ainda dizer que a adoção de Su para as camadas de misturas de siltes é uma abordagem conservadora. Indica-se a execução de ensaios adicionais (como de limite de liquidez e plasticidade) para caracterizar a real classificação/comportamento deste material.

4.2 ANÁLISE DE RUPTURA DO TALUDE

O talude de estudo foi separado em 3 camadas, sendo a primeira composta pelo aterro, com parâmetros pré-definidos como coesão, ângulo de atrito e peso específico, valores representativos de argilas compactadas (GODOY, 1972, apud CINTRA et al., 2011). As outras duas camadas foram determinadas pelos ensaios de campo, sendo caracterizadas pelos valores de resistência não-drenada definidas no item 4.1 e pesos específicos atribuídos de 14kN/m^3 para as misturas de siltes e 15kN/m^3 para a camada de argila orgânica.

A Tabela 33 apresenta os valores dos parâmetros aplicados em cada camada de solo, de forma a poder-se analisar a superfície de ruptura do talude em estudo.

Tabela 33 - Parâmetros de cada camada de solo do talude

Aterro		Misturas de siltes		Argilas orgânicas	
γ (kN/m^3)	19	γ (kN/m^3)	14	γ (kN/m^3)	15
$\gamma_{\text{água}}$ (kN/m^3)	10	$\gamma_{\text{água}}$ (kN/m^3)	10	$\gamma_{\text{água}}$ (kN/m^3)	10
c (kPa)	5	Su (kPa)	28,2	Su (kPa)	21,5
ϕ ($^\circ$)	30	ϕ ($^\circ$)	0	ϕ ($^\circ$)	0

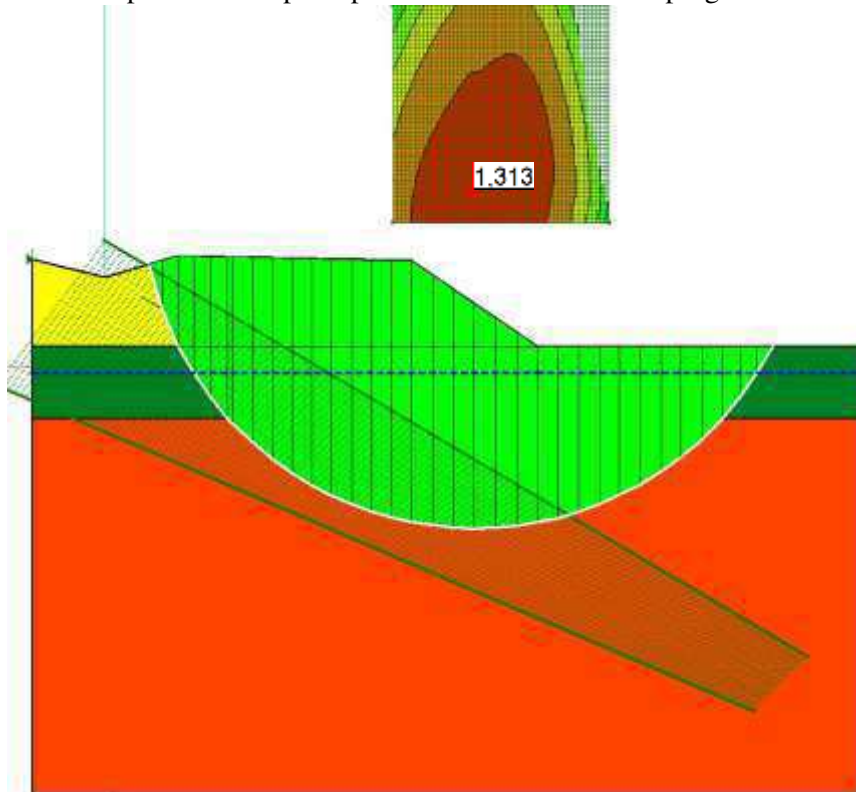
Fonte: Autor (2018).

Além dos parâmetros citados, foi utilizado um nível freático de 1,50 m, dado pelo ensaio de piezocone. Mesmo a camada de 0 m a 4 m (misturas de siltes) não se encontrando totalmente abaixo da água, considerou-se o comportamento não-drenado, ou seja, saturado. Optou-se, por não utilizar o NA na superfície da camada, visto tratar-se de uma análise conservadora, representando um nível extremo de lençol freático. Ainda, o FS resultante foi semelhante ao apresentado a seguir.

Com a geometria e os parâmetros iniciais definidos, os mesmos foram inseridos no programa SLOPE/W a fim de se obter a superfície de ruptura e o respectivo Fator de Segurança

(FS). Assim como no talude de literatura já analisado, foi aplicado o Método de Fellenius para taludes finitos, porém agora dividindo o mesmo em 33 fatias, Figura 37.

Figura 37 - Superfície de ruptura para o talude de estudo no programa SLOPE/W



Fonte: Autor (2018).

Com um $FS = 1,31$, tem-se um resultado superior ao limite crítico $FS \geq 1,0$, ou seja, o talude apresenta-se aparentemente seguro. Ainda, de acordo com a Tabela 11 (item 3.2), o Fator de Segurança se apresenta plausível para novos projetos onde o risco para perdas econômicas e de vidas humanas é médio ($FS = 1,3$). No caso de obras preventivas e corretivas, Tabela 12 do item 3.2, o FS é considerado elevado em relação ao risco de perda de vidas humanas ($FS = 1,3$).

Como para o caso do talude de literatura, foram definidos os parâmetros de estudo que representam incertezas no solo e que podem influenciar diretamente a segurança. Dessa forma, para a camada de aterro, utilizaram-se como variáveis aleatórias a coesão, peso específico e ângulo de atrito. Já para as camadas de misturas de siltes e argilas orgânicas, usou-se a resistência não-drenada e peso específico como parâmetros de variação.

Com as variáveis aleatórias definidas, gerou-se valores para um número de iterações de 2000 através da Equação 16 (item 3.3.1). De maneira que, para a geração desses valores definiu-se o desvio padrão (σ_x), baseado na fixação de coeficientes de variação (Cov) típicos, conforme a Tabela 6 definida por Lee (1983) (item 2.3.1). Para coesão, ângulo de atrito e resistência não-drenada foi utilizado um $Cov = 30\%$ e para o peso específico um $Cov = 3\%$.

4.2.1 Análise da Probabilidade de ruptura (p_f)

Para análise estatística, foram utilizadas as equações apresentadas no item 2.3.2, calculando-se a média (μ_x), desvio padrão (σ_x), variância (σ^2), coeficiente de variação (Cov) e tipo de distribuição. A distribuição para geração dos valores aleatórios foi definida como normal. Sequencialmente, são apresentados os resultados para análise estatística dos parâmetros separadamente para cada camada, aterro, misturas de siltes e argilas orgânicas.

Aterro

A primeira camada a ser estudada foi o aterro, como pode ser visto na Tabela 34, que apresenta os valores estatísticos para coesão, peso específico e ângulo de atrito. Como pode ser observado, os valores médios permaneceram semelhantes aos aplicados na análise determinística do FS, validando-se os dados de entrada.

Tabela 34 - Valores estatísticos para os parâmetros da camada de aterro

Aterro					
Parâmetro	σ_x	σ^2	μ_x	Cov = σ_x / μ_x	Tipo de distribuição do FS
Coesão	1,5	2,2	4,96 kPa	30%	Normal
Peso específico	0,6	0,4	19 kN/m ³	3%	Normal
Ângulo de atrito	9,2	84,7	30,04°	30%	Normal

Fonte: Autor (2018).

Além da análise isolada de cada parâmetro, foi aplicada a variação simultânea da coesão e do ângulo de atrito de forma a se entender o comportamento de correlação entre os mesmos. Na Tabela 35 estão representados os valores estatísticos para esta correlação.

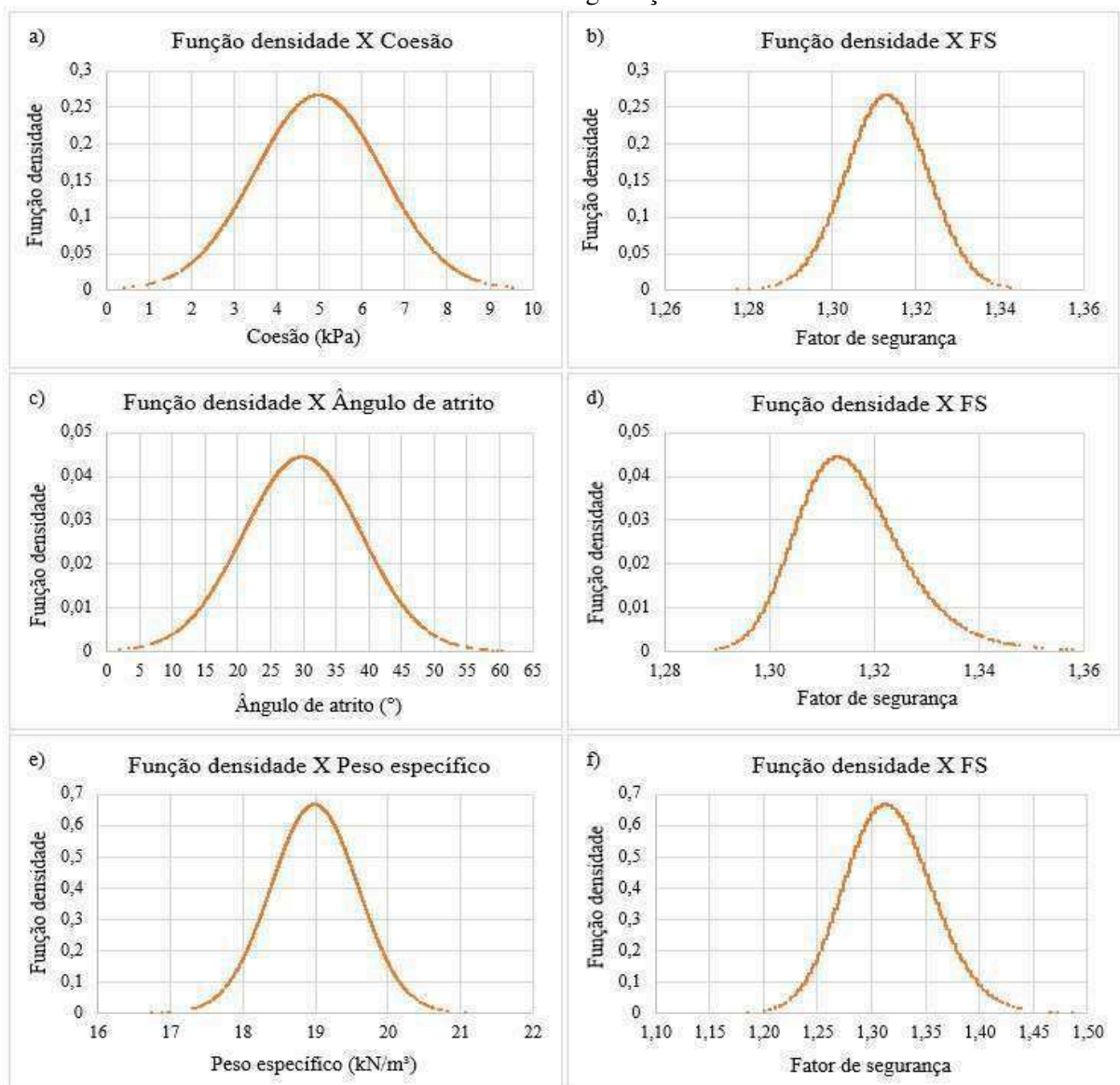
Tabela 35 - Valores estatísticos para correlação entre coesão e ângulo de atrito

Correlação					
Parâmetro	σ_x	σ^2	μ_x	Cov = σ_x / μ_x	Tipo de distribuição do FS
Coesão	1,5	2,4	5,01 kPa	30%	-
Ângulo de atrito	9,1	82,9	30,15°	30%	-

Fonte: Autor (2018).

Na Figura 38, os gráficos a), c) e e), representam o tipo de distribuição dos parâmetros em relação a função densidade e os gráficos b), d) e f), mostram a distribuição do FS em relação a função. Todas as distribuições apresentam um padrão normal, exceto quando se considera a correlação entre parâmetros. Neste caso, vide exemplo Figura 32 c, f e i, não há uma forma de distribuição padrão, não sendo interessante representá-la por meio de gráficos.

Figura 38 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X Parâmetros do aterro ou Fator de Segurança



Fonte: Autor (2018).

Misturas de siltes

Na Tabela 36 estão representados os valores estatísticos para a segunda camada do talude, misturas de siltes, sendo analisados os parâmetros de resistência não-drenada e peso específico.

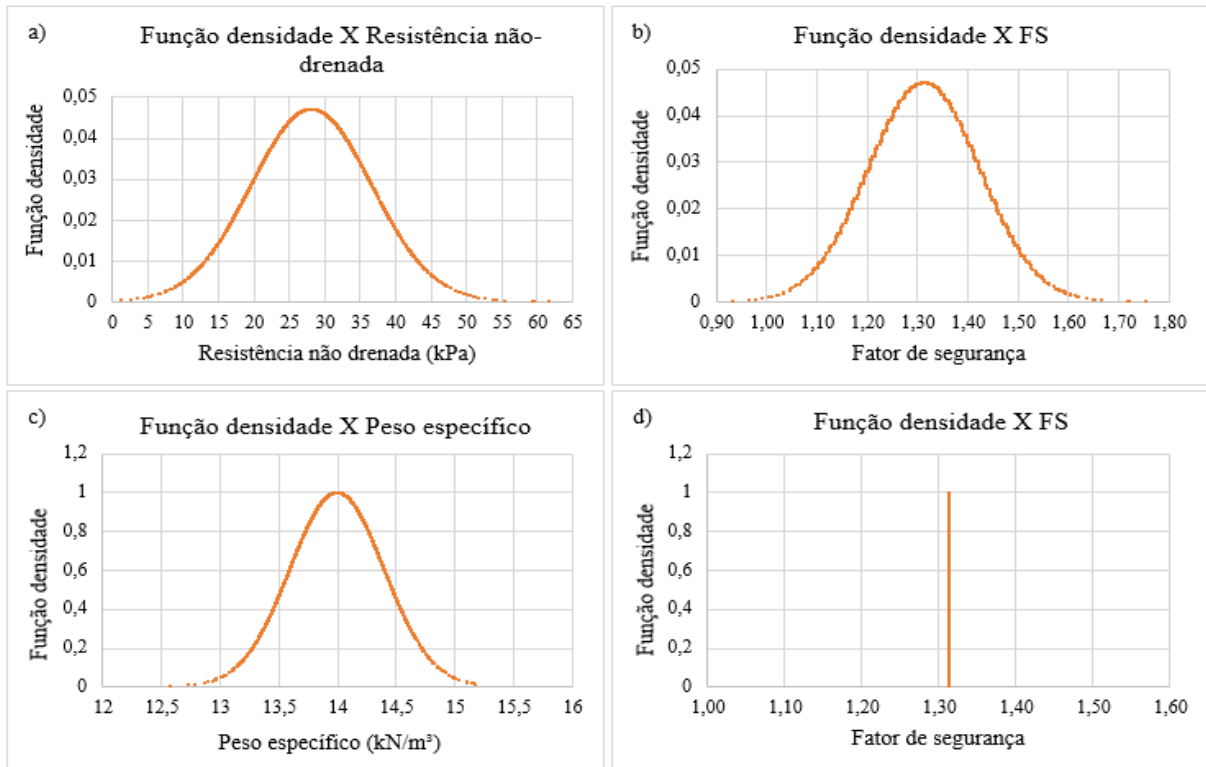
Tabela 36 - Valores estatísticos para os parâmetros da camada de misturas de siltes

Misturas de Siltes					
Parâmetro	σ_x	σ^2	μ_x	$Cov = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
Resistência não drenada	8,7	75,0	28,26 kPa	30%	Normal
Peso específico	0,4	0,16	13,98 kN/m ³	3%	-

Fonte: Autor (2018).

Como pode ser visto na Figura 39, os gráficos a), b) e c) apresentam uma distribuição normal, diferentemente do gráfico d), que mostra uma reta com um valor fixo de FS = 1,31. Esse resultado demonstra que a ruptura é condicionada por S_u das camadas inferiores, não sofrendo influência da variação do peso específico da camada analisada.

Figura 39 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X Parâmetros da camada de misturas de siltes ou Fator de Segurança



Fonte: Autor (2018).

Argilas Orgânicas

Por fim, para finalizar a análise estatística dos parâmetros de entrada, a Tabela 36 apresenta os resultados para a camada composta por argilas orgânicas. Igualmente aos demais casos, os valores médios obtidos pelos pontos aleatórios apresentam pouca variação em relação aos valores iniciais, como era esperado.

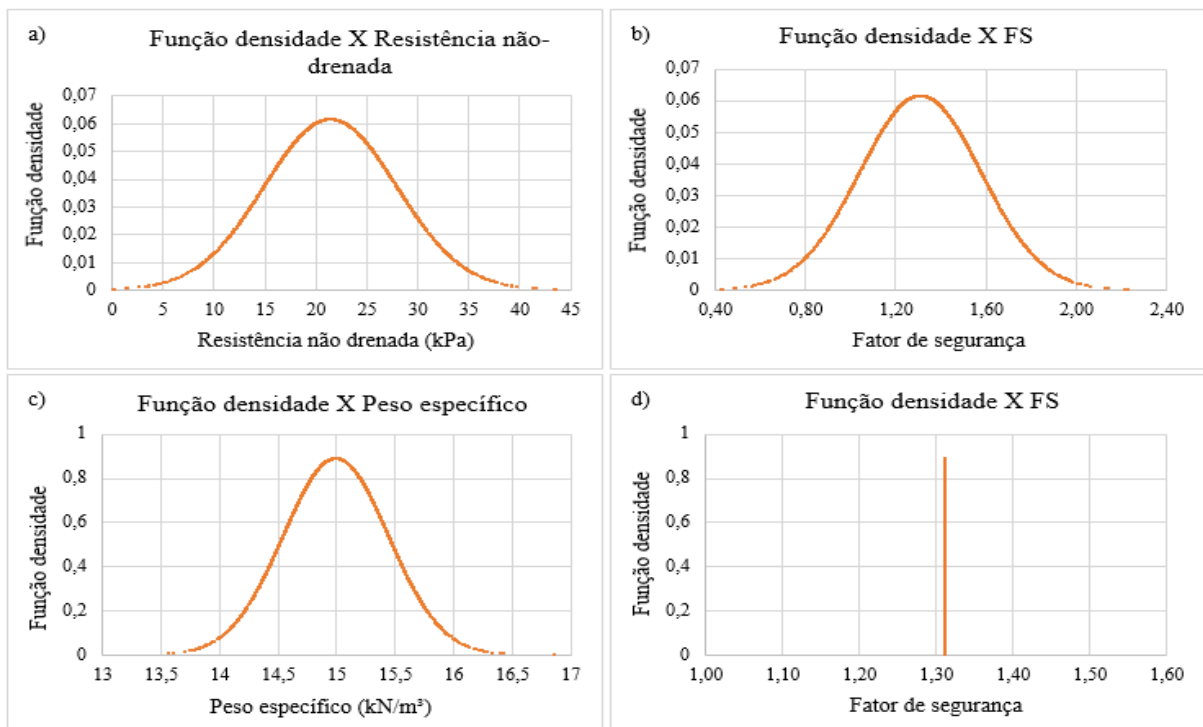
Tabela 37 - Valores estatísticos para os parâmetros da camada de argilas orgânicas

Argilas orgânicas					
Parâmetro	σ_x	σ^2	μ_x	$Cov = \sigma_x / \mu_x$	Tipo de distribuição do FS
Resistência não drenada	6,8	46,3	21,65 kPa	30%	Normal
Peso específico	0,5	0,21	15,03 kN/m³	3%	-

Fonte: Autor (2018).

A mesma análise feita na Figura 40 pode ser aplicada na Figura 40, visto que os gráficos apresentam exatamente o mesmo comportamento, sendo a), b) e c) distribuição normal e d) como uma reta com $FS = 1,31$. Esse resultado demonstra que a ruptura é condicionada por S_u das camadas inferiores, não sofrendo influência da variação do peso específico da camada analisada.

Figura 40 - Análise da forma de distribuição da relação função densidade X Parâmetros da camada de argilas orgânicas ou Fator de Segurança



Fonte: Autor (2018).

Análise probabilística do talude

Para o cálculo do índice de confiabilidade (β) e probabilidade de ruptura (p_f), foram aplicadas as equações 12 e 14, respectivamente, sendo que as mesmas estão descritas no item 2.3.2. Na tabela 37 estão representados todos os valores de β e p_f de acordo com cada parâmetro analisado no talude. Esses valores estão divididos de acordo com a camada de solo que foi analisada.

Tabela 38 - Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura para cada variação de parâmetros nas camadas de solo

Estudo de caso									
	Nº de Iterações	Camada de solo	Parâmetro	FS _{Determinístico}	FS _{médio}	Cov	Tipo de distribuição do FS	β	p_f
1	2000	Aterro	Coesão	1,31	1,31	30%	Normal	32,6	0%
2	2000	Aterro	Ângulo de atrito	1,31	1,31	30%	Normal	31,02	0%
3	2000	Aterro	Peso específico	1,31	1,31	3%	Normal	7,65	0%
4	2000	Aterro	Correlação	1,31	1,31	30%	-	22,34	0%
5	2000	Misturas de siltes	Resistência não-drenada	1,31	1,31	30%	Normal	2,78	0,3%
6	2000	Misturas de siltes	Peso específico	1,31	1,31	3%	-	15819,64	0%
7	2000	Argilas orgânicas	Resistência não-drenada	1,31	1,32	30%	Normal	1,13	12%
8	2000	Argilas orgânicas	Peso específico	1,31	1,31	3%	-	32676,25	0%

Fonte: Autor (2018).

A probabilidade de ruptura se mostrou significativa apenas para a variação da resistência não-drenada na camada de misturas de siltes e para resistência não-drenada na camada de argilas orgânicas. Conforme a Tabela 8 (item 2.3.2), o p_f é aceitável para cortes em rodovias interestaduais onde as consequências sejam baixas. Porém, caso existam chances de perda de vidas, é necessária uma análise mais criteriosa e com uma probabilidade de ruptura menor que 10^{-3} .

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho de conclusão de curso tem por finalidade analisar a confiabilidade de taludes em solos, usando métodos determinísticos e probabilísticos, objetivando principalmente apresentar a importância da abordagem probabilística em obras geotécnicas.

Foram realizados dois estudos sobre taludes finitos, primeiramente sobre um talude de literatura do livro “Estabilidade de taludes” de Gerscovich (2016) e, posteriormente, um estudo de caso de um talude pertencente a um projeto de duplicação da BR 470. Dessa forma, buscou-se entender como as incertezas e variabilidades dos parâmetros de resistência do solo influenciam o comportamento dos maciços.

Primeiramente foi analisado um caso teórico de um talude finito através do método de equilíbrio limite (LEM) por Fellenius, seguidamente da aplicação da simulação de Monte Carlo. No segundo caso é estudada a segurança de um talude também finito, porém de um caso real. Neste segundo estudo, para a avaliação da estabilidade do talude, recorreu-se ao método determinístico de Fellenius utilizando o programa SLOPE/W com posterior análise probabilística de Monte Carlo.

As principais conclusões resultantes deste trabalho foram:

- A análise determinística é comumente utilizada em estudos de segurança de taludes. De forma resumida, no geral, é de simples aplicação e implementa as incertezas utilizando valores de parâmetros médios conservadores. Esses parâmetros são estimados pela experiência de trabalhos anteriores ou pela literatura, de forma a se buscar um FS que garanta uma segurança adequada.
- Os conceitos dados em análises determinística e probabilística são diferentes. Uma das principais diferenças é o fato de um estudo probabilístico implementar as incertezas de forma direta, considerando os seus efeitos sobre o resultado de FS.
- Na análise determinística realizada para os dois casos de taludes finitos, conclui-se que nenhum deles sofre ruptura, pois ambos têm um $FS > 1,0$ sendo superior ao limite crítico. Tanto para o talude de literatura como para o estudo de caso o $FS = 1,31$, mostrando-se ser suficiente para novos projetos onde o risco é médio para perdas econômicas e de vidas humanas. No caso de obras preventivas e corretivas, o FS resultante é considerado de grau elevado.
- Através da análise do número de iterações, percebeu-se a necessidade de um número mínimo de variações para que o Método de Monte Carlo se mostre válido. Neste caso,

observou-se que um n de 2000 iterações se mostrou suficiente para análise da probabilidade de ruptura.

- Analisando os gráficos de distribuição e os valores médios obtidos através das simulações de Monte Carlo, constatou-se que os Fatores de Segurança continuaram semelhantes aos calculados pelos métodos determinísticos. No caso do talude de literatura, a variação máxima do FS médio foi de 0,03 para um Cov = 35% na correlação entre coesão e ângulo de atrito. Para o estudo de caso, a variação máxima do FS médio foi de 0,02 para um Cov = 3% aplicado sobre o peso específico de cada camada.
- Verificou-se no talude de literatura que para um Cov = 5% a probabilidade de ruptura é insignificante para os três parâmetros. Quando o Cov = 20%, o ângulo de atrito apresenta a maior probabilidade de ruptura com $p_f = 5\%$. Para um Cov = 35%, a variação de todos os parâmetros mostrou ter influência significativa na probabilidade de ruptura, sendo a do peso específico a de maior significância, com $p_f = 52\%$. Cabe salientar que um Cov = 35% não condiz com os valores típicos para a variação do peso específico, recomendando-se um valor de 3%, segundo a literatura.
- A correlação entre coesão e ângulo de atrito do talude de literatura apresentou maiores probabilidades de ruptura do que a análise individual da variação de cada parâmetro. A diferença foi considerável, principalmente para um Cov = 35% cuja coesão apresentou um valor de $p_f = 6\%$, o ângulo de atrito de $p_f = 17\%$ e a correlação entre eles de $p_f = 40\%$.
- Para o estudo de caso, obtiveram-se apenas duas probabilidades de ruptura consideráveis. Primeiramente, variando-se a resistência não-drenada da segunda camada, misturas de siltes, com um Cov = 30%, resultou-se em um $p_f = 0,3\%$. Seguidamente, variando-se a resistência não-drenada para a terceira camada, argilas orgânicas, com um Cov = 30%, obteve-se um $p_f = 12\%$.
- Se aplicados os valores típicos de Cov apresentados pela literatura para cada parâmetro, observou-se para os casos avaliados, que o ângulo de atrito é o que apresenta maior influência sobre a probabilidade de ruptura.

Portanto, através dos pontos identificados ao longo desse trabalho, apresentam-se evidências da importância da análise probabilística sobre estabilidade de taludes. Dessa forma é importante atentar-se ao fato de que, mesmo com fatores de segurança superiores ao limite crítico, ou seja, $FS > 1,0$, podem ocorrer instabilidades com possibilidade de danos.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS:

Como trabalho futuro recomenda-se:

- Avaliar a variação de outros parâmetros de incertezas apresentados em estudos geotécnicos, como por exemplo, o índice de vazios (e), o teor de umidade (W), limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), entre outros.
- Aplicar toda a análise realizada nesse trabalho através de um software que tenha análise de probabilidade acoplada, como por exemplo, a versão plena do Geostudio, e/ou o software de elementos finitos, PLAXIS. No presente trabalho, as simulações para análise de probabilidade foram feitas através de planilha Excel desenvolvida pelo autor. Neste sentido, somente o método de Fellenius foi implementado. Dessa forma, o uso de softwares complementares pode proporcionar comparações de resultados, aumentando também significativamente o número de iterações da simulação de Monte Carlo.
- Aplicar uma análise de sensibilidade mais concisa, a fim de identificar o comportamento da probabilidade de ruptura de acordo com o aumento ou redução dos valores de cada parâmetro. Sendo assim, buscar-se-á elencar o parâmetro de acordo com a influência do mesmo sobre o Fator de Segurança, apontando quais devem ser avaliados com maior criticidade.
- Considerar o comprimento de correlação, visto que o mesmo descreve a variabilidade espacial de uma certa propriedade do solo na direção horizontal e/ou vertical, sendo uma característica importante pois pode contribuir para uma redução da incerteza dessa propriedade.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR7250**: Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro: Copyright, 1982.
- ABMS. **Solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba**. São Paulo: ISSMGE, 2013.
- BAECHER, G. & CHRISTIAN, J. **Reliability and statistics in geotechnical engineering**. Chichester, UK: John Wiley & Sons, 2003.
- BARBOSA, C. J. R. **Análise de fiabilidade de taludes em solos**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade do Minho UMINHO, Guimarães, 2014.
- BOLTON, H., HEYMANN, G. & GROENWOLD, A. **Global search for critical failure surface in slope stability analysis**. Engineering Optimization, 2003.
- BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5ª edição. Nova York: McGraw-Hill Book Co, 1997.
- Cintra, J. C. A. & Aoki, N. **Fundações por estacas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- Cintra, J. C. A. & Aoki, N. **Fundações: Ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.
- COSTA, E. A. **Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados à estabilidade de taludes**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- DER KIUREGHIAN A. **Measures of structural safety under imperfect states of knowledge**. Journal of Structural Engineering, 1989.
- DUNCAN, J. M. **Factors of safety and reliability in geotechnical engineering**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000.
- EL-RAMLY, H., MORGENSTERN, N. R. & CRUDEN, D. M. **Probabilistic slope stability analysis for practice**. Canadian Geotechnical Journal, 2002.
- FLORES, E. A. F. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo**. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.
- FREDLUND, D., KRAHN, J. & PUFAHL, D. **The relationship between limit equilibrium slope stability methods**. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation, Estocolmo, 1981.
- GEO. **Geotechnical manual for slopes**. Geotechnical Engineering Office, Hong Kong, 1984.

GERSCOVICH, D. M. S. **Apostila estabilidade de taludes**. Departamento de Estruturas e Fundações, UERJ, Rio de Janeiro, 2009.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de textos, 2016.

GRIFFITHS, D. & FENTON, G. A. **Probabilistic slope stability analysis by finite elements**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004.

KUO, M. **How to create a normally distributed set of random numbers in excel**. 2016. Disponível em: <<http://www.mbaexcel.com/excel/how-to-create-a-normally-distributed-set-of-random-numbers-in-excel/>>. Acesso em: 19 abr. 2018.

LACASSE, S., & NADIM, F. **Risk and reliability in geotechnical engineering**. Proceedings: Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, 1998.

Li, D., Tang, X., Zhou, C. & Phoon, K.-K. **Uncertainty analysis of correlated non-normal geotechnical parameters using gaussian copula**. Science China Technological Sciences, 2012.

MAIA, J.A.C. **Métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes e cavidades em Rocha**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

MIRANDA, T. **Taludes Rochosos - Material de apoio à geotecnia II**. Departamento de Engenharia Civil. Universidade do Minho UMINHO, Guimarães, 2012.

MONTGOMERY D.C. & RUNGER, G.C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros**. 2ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e científicos Editora S.A, 2003.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PHOON K. K. & KULHAWY F. H. **Characterization of geotechnical variability**. Canadian Geotechnical Journal, 1999.

PIRES, D. F. **Taludes rochosos reforçados - Comparação de modelos numéricos com soluções analíticas explícitas**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2009.

RICO, A. & CASTILLO, H.D. **La ingeniería de suelos em las vías terrestres**. 2ª edição. México: Ed. Limusa, 1984.

RILHO, A. S. **Aplicação de métodos probabilísticos e análise da decisão em projetos de fundações profundas**. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

RODRIGUES, C. J. B. **Análise da fiabilidade de taludes em solo**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade do Minho UMINHO, Guimarães, 2014.

SANDOVAL, M. A. P. **Análise determinística e probabilística da estabilidade de taludes. Dissertação de Mestrado.** Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2012.

SANTAMARINA P.J., Altschaeffl A.G. & Chameu, J.L. **Reliability of Slopes: Incorporating Qualitative Information.** Transportation research Board, Washington D.C., 1992.

SANTOS, C. R. **Análise paramétrica da infiltração e sua influência na estabilidade de taludes em solo não saturado.** Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2004.

SCHNAID, F. & ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SILVA, C. C. **Análise de estabilidade de um talude da cava de alegria utilizando abordagem probabilística.** Dissertação de Mestrado. Núcleo de geotecnia. Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, 2015.

SILVA, E. M. **Análise da estabilidade de taludes em solos de alteração de rochas metamórficas do quadrilátero ferrífero.** Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2006.

SUCHOMEL, R. & MASIN, D. **Comparison of different probabilistic methods for predicting stability of a slope in spatially variable c-u soil.** Computers and Geotechnics, Charles University, Prague, 2009.

TEIXEIRA, A. C. **Reliability and cost models of axial pile foundations.** Tese de Doutorado. Departamento de engenharia civil. Universidade do Minho UMINHO, Guimarães, 2012.

TEIXEIRA, A., CORREIA, G. A., HENRIQUES, A. & HONJO, Y. **Dimensionamento e avaliação da segurança de uma estaca com carga vertical baseado em análises de fiabilidade.** Departamento de engenharia civil. Universidade do Minho, UMINHO, Guimarães, 2012.

VARNES, D. J. **Slope movement types and processes.** Transportation Research Board Special Report, Washington, 1978.

Wang, Y., Cao, Z. & Au, S.-K.. **Efficient monte carlo simulation of parameter sensitivity in probabilistic slope stability analysis.** Computers and Geotechnics, 2010.

WHITMAN, R. V. **Evaluating calculated risk in geotechnical engineering.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1984.

YU, H. S., SALGADO, R., Sloan, S. W. & KIM, J. M. **Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998.

ANEXO A – Ensaio de campo SPT

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA.

Rua General Câmara, 153 - Joinville/SC - Fone/fax: (47) 3435-4776

CLIENTE: PROSUL - PROJETOS, SUPERVISÃO E PLANEJAMENTO LTDA.

OBRA: DUPLICAÇÃO RODOVIA BR 470/SC

LOCAL: KM 18 + 900

MUNICÍPIO: ILHOTA - SC

SONDAGEM: SP-A-04

FOLHA: 01/02

COTA DO FURO: + 1.1750 M

COTA REL. RN	REVESTIMENTO	AVANÇO	AMOSTRA	ATRITO LATERAL	Número de Golpes		GRÁFICO				PROFUN.	REVESTIMENTO	D =76,2 mm
					0a30	15a45	10 50	20 100	30 150	40 200 (kPa)		AMOSTRADOR	Dint=34,9 mm Dext=50,8 mm
												PESO 65kg-ALTURA DE QUEDA 75cm	
												CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	
0	TH CA		1		9	11							Silte argiloso com pedregulhos variegado (vermelho) rijo (aterro)
			2		1/45								Argila cinza rija
			3		1/30	1/15							Argila arenosa variegada (amarela) muito mole
			4		1/45								Obs1: A amostra n°4 não foi recuperada
			5		1/45								Argila cinza clara muito mole
			6		0/60								Turfa
-5			7		0/100								Argila cinza escura muito mole (presença de conchas marinhas)
			8		0/80								
			9		0/85								
			10		0/90								
			11		0/70								
-10			12		0/50								Argila cinza escura muito mole a média
			13		0/65								
			14		0/80								
			15		0/80								

INÍCIO DA SONDAGEM: 09/08/2012

TÉRMINO DA SONDAGEM: 13/08/2012

Na: - 1.65 m Obs:
Artesianismo (gás) aos 24m

Joinville, 20 de Agosto de 2012.

RELATÓRIO: RS 1628 - 07/12

Eng. Edgar Odebrecht
CREA - 030.913-4 - SC

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA.

Rua General Câmara, 153 - Joinville/SC - Fone/fax: (47) 3435-4776

CLIENTE: PROSUL - PROJETOS, SUPERVISÃO E PLANEJAMENTO LTDA.

OBRA: DUPLICAÇÃO RODOVIA BR 470/SC

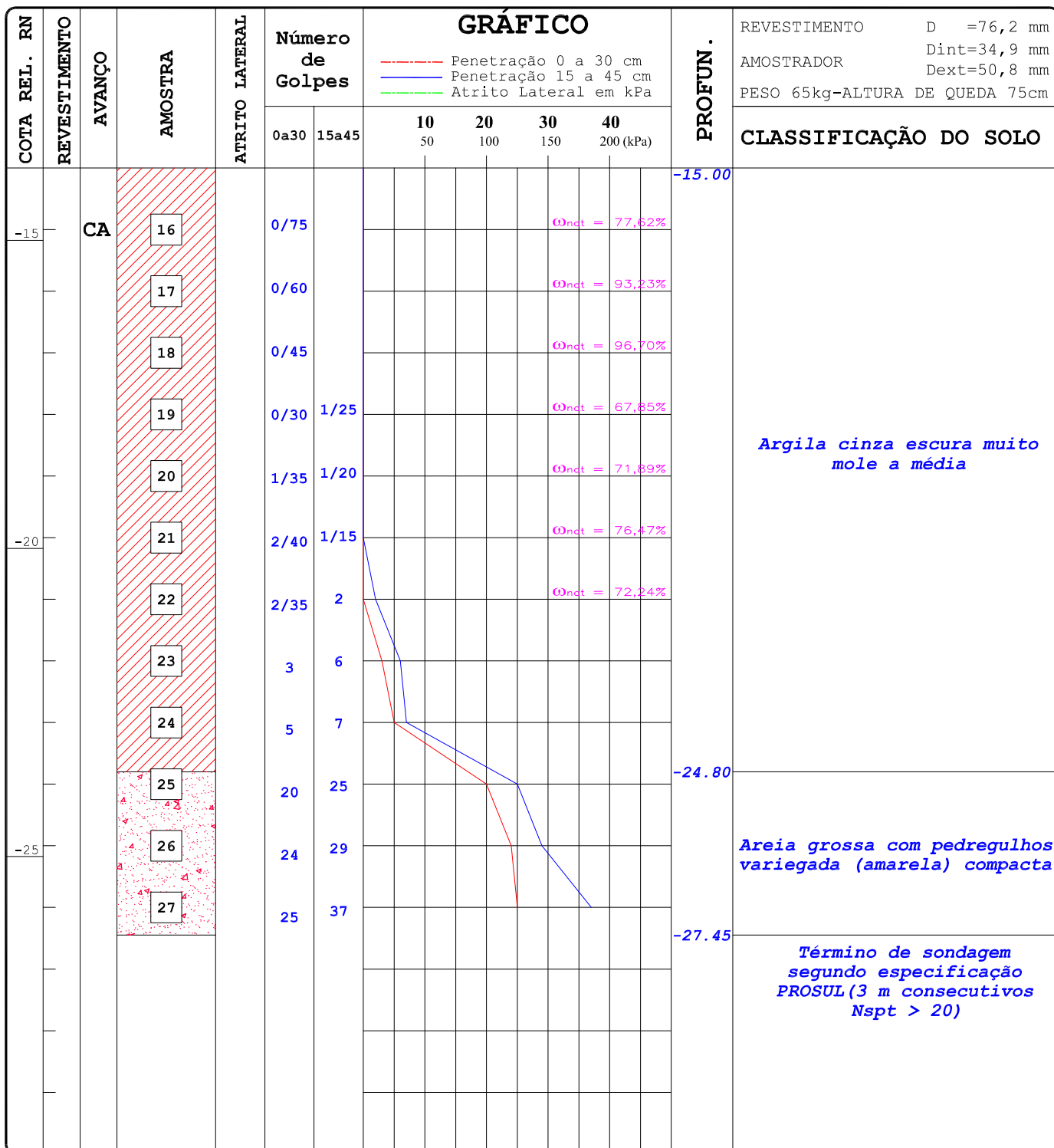
LOCAL: KM 18 + 900

MUNICÍPIO: ILHOTA - SC

SONDAGEM: SP-A-04

FOLHA: 02/02

COTA DO FURO: + 1.1750 M



INÍCIO DA SONDAGEM: 09/08/2012

TÉRMINO DA SONDAGEM: 13/08/2012

Na: - 1.65 m Obs: Artesianismo (gás) aos 24m

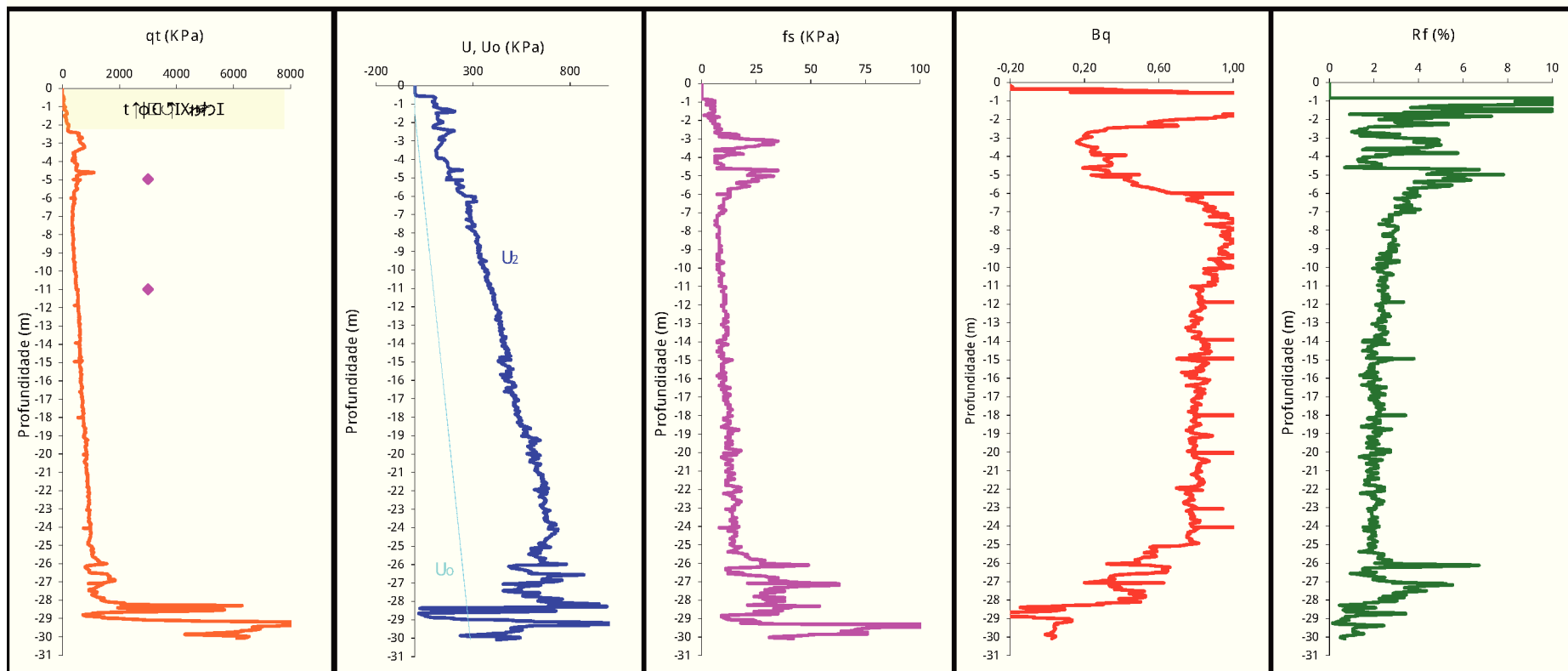
Joinville, 20 de Agosto de 2012.

RELATÓRIO: RS 1628 - 07/12

Eng. Edgar Odebrecht
CREA - 030.913-4 - SC

ANEXO B – Ensaio de campo de Piezocone (CPTU)

BOLETIM DE ENSAIO C.P.T.U. - Conforme NBR 12069/MB-3406



Ciente:	PROSUL - PROJETOS, SUPERVISÃO E PLANEJAMENTO	Data:	13/07/12	Responsável Técnico:	
Obra:	Duplicação Rodovia BR 470/SC	Estaca:	E: 717.132,4; N: 7.026.906,5	Eng. Edgar Odebrecht - CREA SC 30.913-4	
Local:	BR 470 - KM 18+900	Furo:	PC 04		
Nº Relatório:	CPTU 190-07/12	Cota (m):	1,18	Na (m):	-1,50
					Ø Dissipação

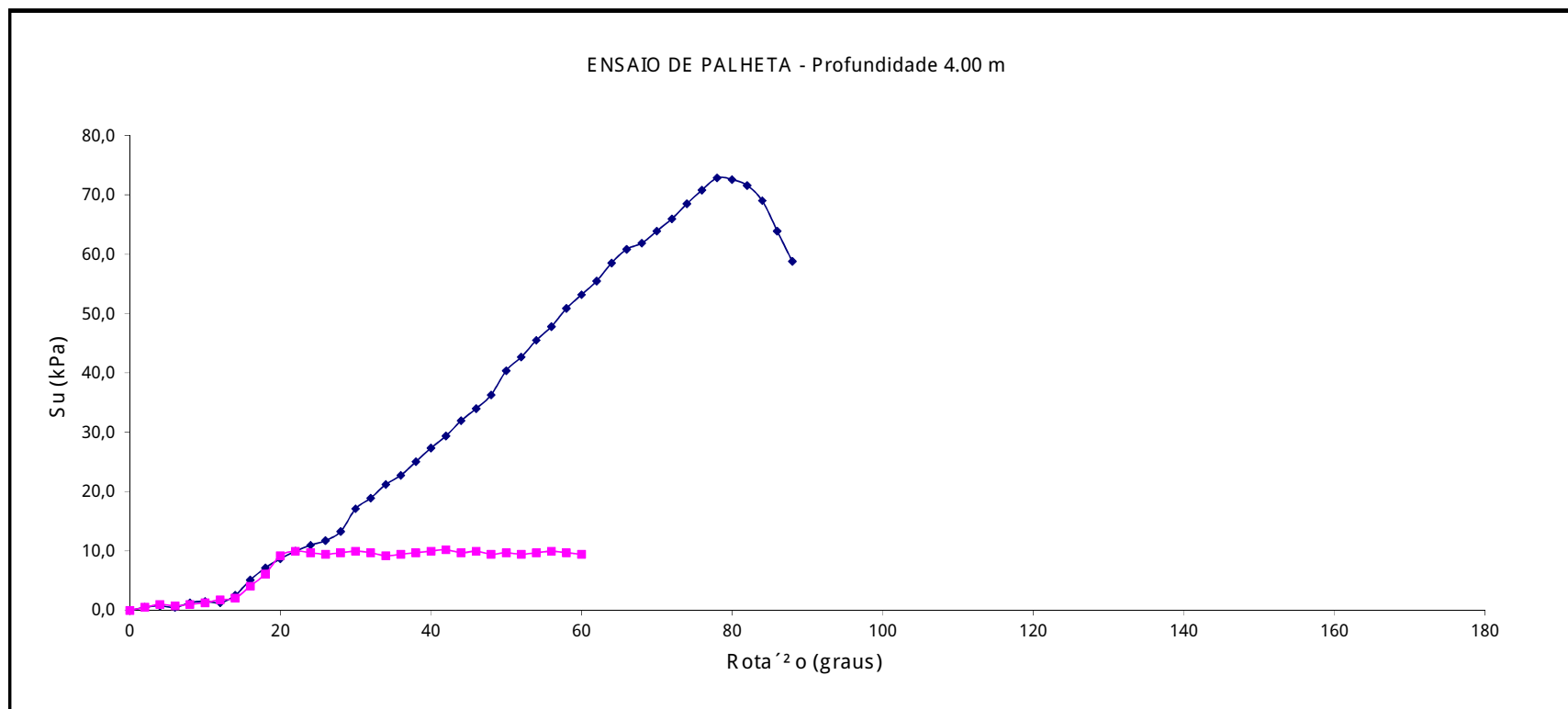



GEOFORMA
Engenharia Ltda.

Coordenadas e cotas fornecidas pelo cliente.

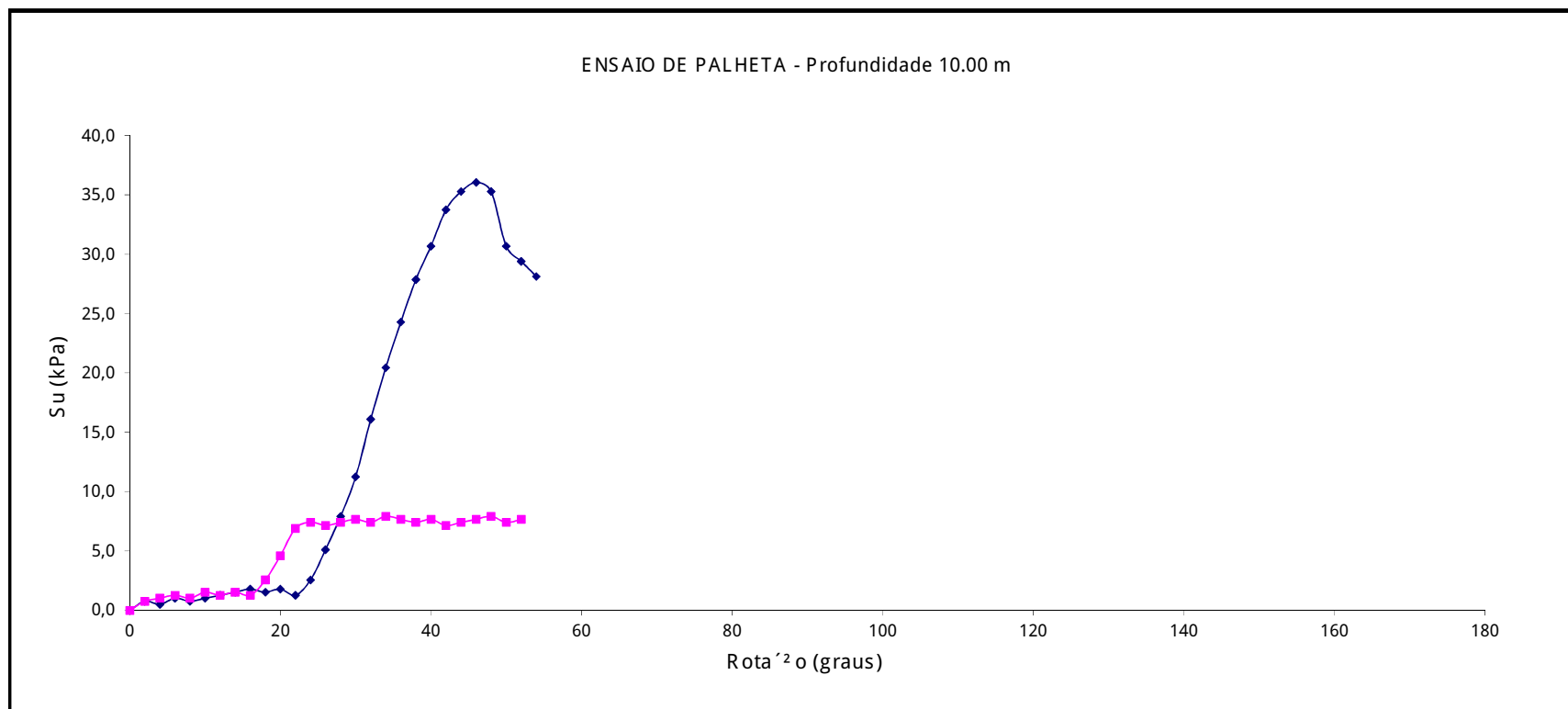
ANEXO C – Ensaio de campo de Pallheta


ENSAIO DE PALHETA IN SITU - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)



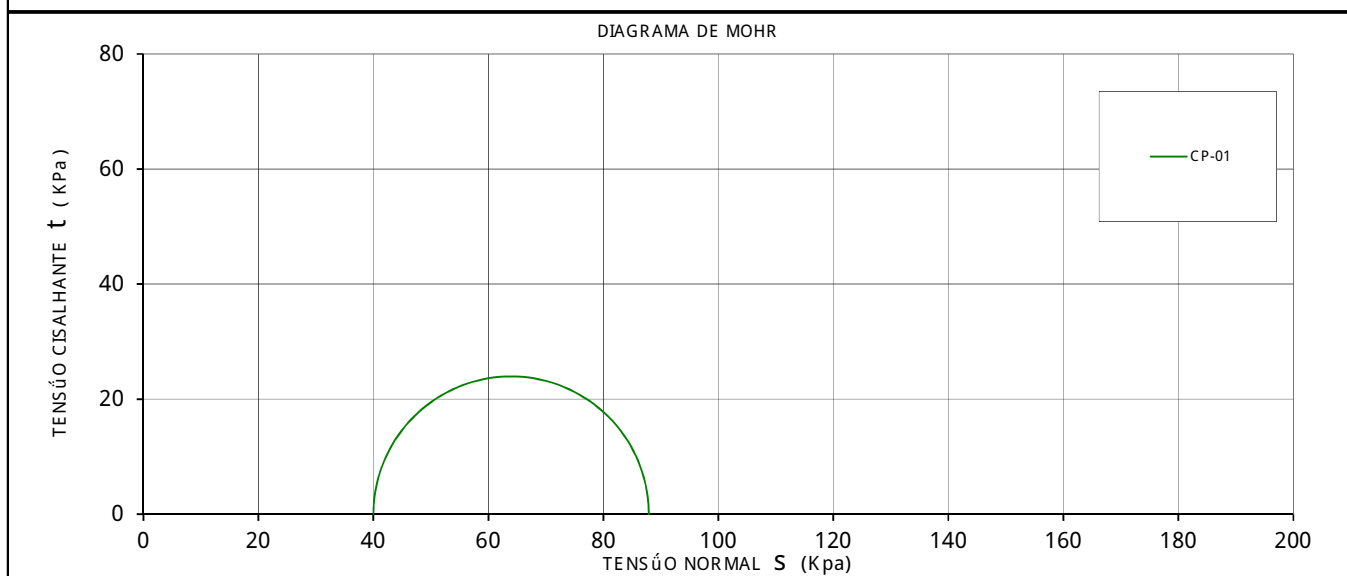
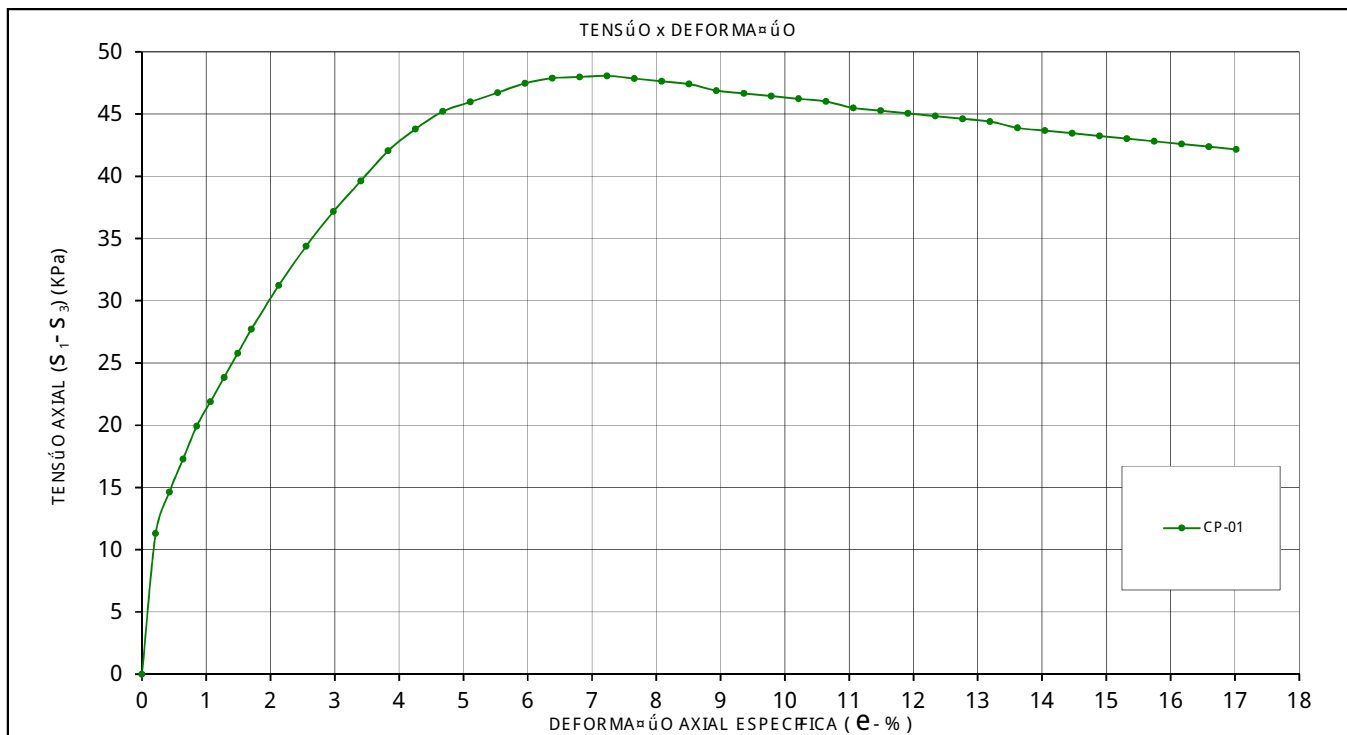
Cliente:	PROSUL - PROJETOS, SUPERVISÃO E PLANEJAMENTO	Data:	05/10/12	Responsável Técnico: Eng. Edgar Odebrecht CREA 30.913-D-SC	
Obra:	Duplicação da Rodovia BR 470/SC	Estaca:	N: 7026906,49; E: 717132,44		
Local:	BR 470 - KM 18+900	Ensaio:	VT 04 - Prof. 4 m		
Nº Relatório:	REP123 -10/12	Cota (m):	1,175		
Observações:	Coordenadas e cota fornecidas pelo cliente.	Na (estimado):	-1,50m		

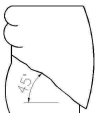

ENSAIO DE PALHETA IN SITU - Conforme NBR 10905/1989 (MB-3122)

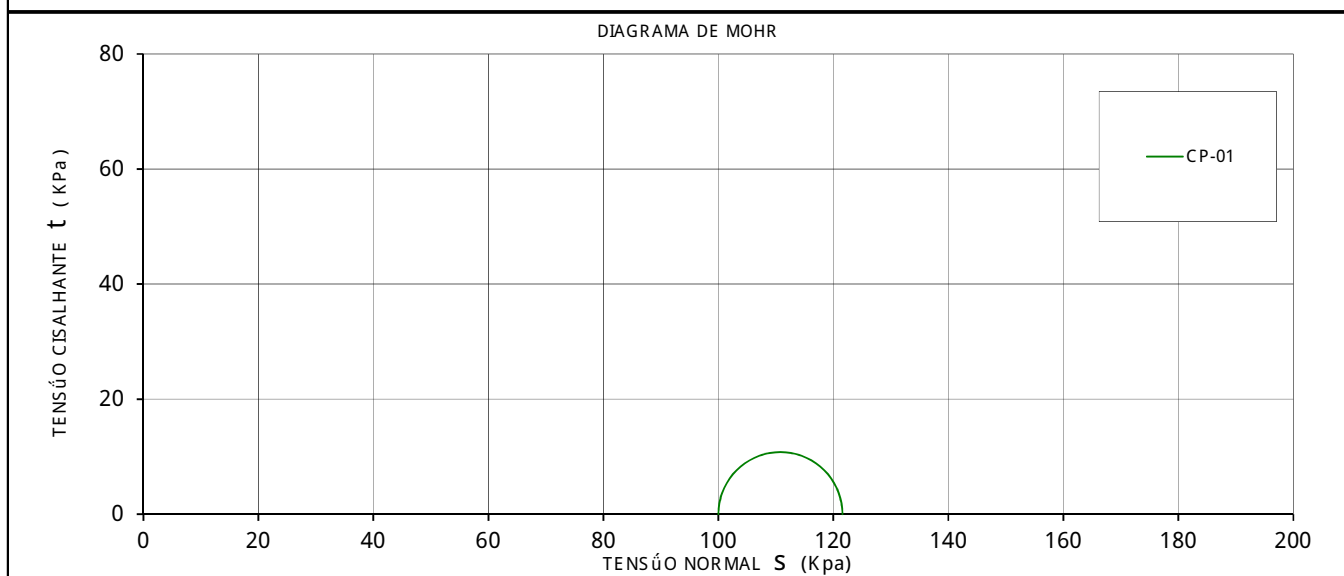
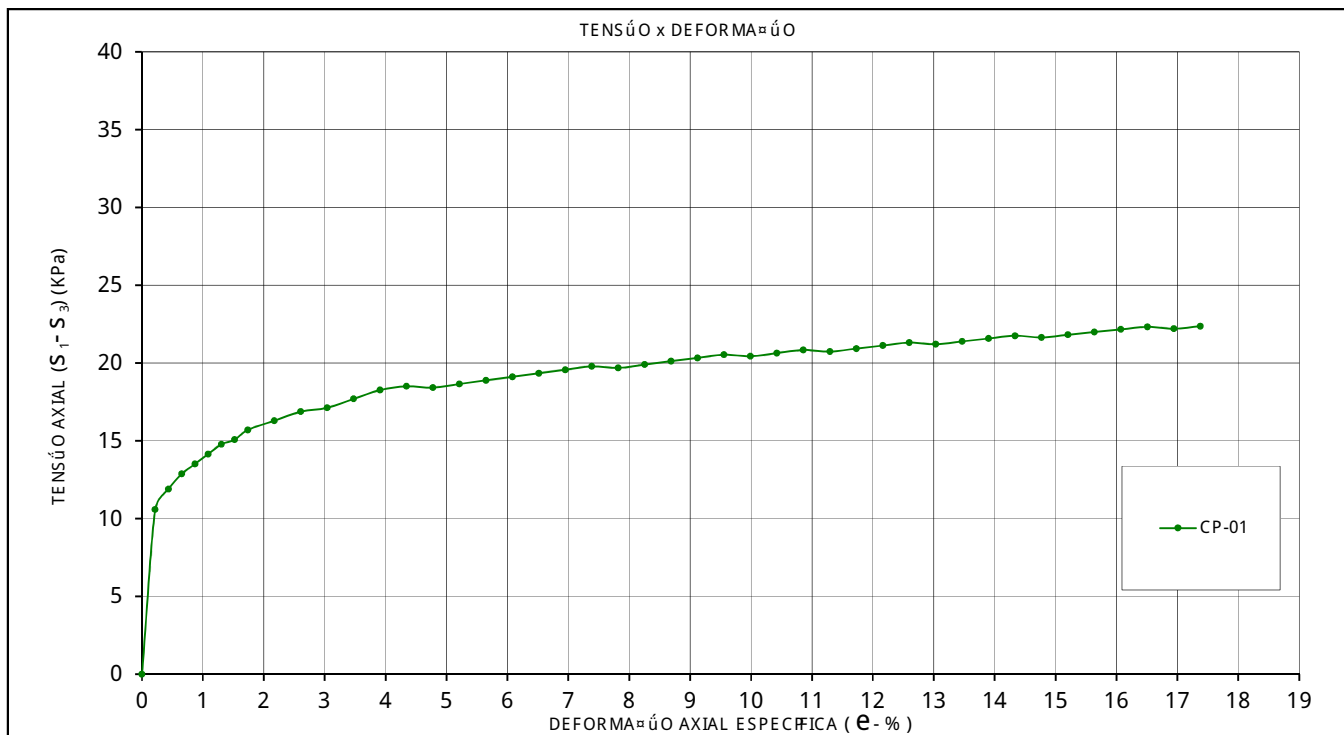


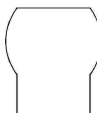

Ciente:	PROSUL - PROJETOS, SUPERVISÃO E PLANEJAMENTO	Data:	05/10/12	Responsável Técnico: Eng. Edgar Odebrecht CREA 30.913-D-SC	
Obra:	Duplicação da Rodovia BR 470/SC	Estaca:	N: 7026906,49; E: 717132,44		
Local:	BR 470 - KM 18+900	Ensaio:	VT 04 - Prof. 10 m		
Nº Relatório:	REP123 -10/12	Cota (m):	1,175		
Observações:	Coordenadas e cota fornecidas pelo cliente.	Na (estimado):	-1,50m		

ANEXO D - Ensaio de campo Triaxial (UU)



CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA ENSAIADOS								
ENSAIO Nº	KM: Nº	AM. Nº	PROFUNDIDADE (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (Kg/mE)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	TENSÕES NA RUPTURA (KPa)	
							S ₃	S ₁ -S ₃
01	18+900	02	4,00	59,3	1.606	96	40	48
-				-	-	-	-	
-				-	-	-	-	
-				-	-	-	-	
CLASSIFICAÇÃO TEXTIL - VISUAL			Argila siltosa variegada (cinza clara)					
1	ACHAT./CISALH.	2		3		4	CORPO DE PROVA	
						Diam. = 50,2 mm		
						Altura = 117,5 mm		
						d = 2.670 (kg / m³) (*)		
						Veloc. = 1,0 (mm / min)		
OBS.: (*) ADOTADA		Cliente : PROSUL - Projetos, Supervisão e Planejamento				 GEOFORMA Engenharia Ltda.		
		Obra: Duplicação Rodovia BR 470/SC						
CORPOS DE PROVA TALHADOS		Local : BR 470 - km 18+900 - Prof. 4,00 m				Data: 09/11/2012 Resp.: Reginaldo		
		Estaca: 718.937,76; 7.028.886,69				Engl: Edgar Rel. Nº 521 - 11/12		
		ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL RÁPIDO				Visto: Des. Nº		



CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA ENSAIADOS								
ENSAIO Nº	KM: Nº	AM. Nº	PROFUNDIDADE (m)	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (Kg/mE)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	TENSÕES NA RUPTURA (KPa)	
							S ₃	S ₁ -S ₃
01	18+900	02	10,40	89,9	1.489	100	100	22
-				-	-	-	-	
-				-	-	-	-	
-				-	-	-	-	
CLASSIFICAÇÃO TEXTIL - VISUAL			Argila siltosa cinza escura (presença de matéria orgânica)					
1	ACHATAMENTO	2		3		4	CORPO DE PROVA	
								Diam. = 50,3 mm
								Altura = 115,1 mm
								d = 2.670 (kg / m³) (*)
						Veloc. = 1,0 (mm / min)		
OBS.:		Cliente : PROSUL - Projetos, Supervisão e Planejamento				 GEOFORMA Engenharia Ltda.		
(*) ADOTADA		Obra: Duplicação Rodovia BR 470/SC						
		Local : BR 470 - km 18+900 - Prof. 10,40 m				Data: 09/11/2012 Resp.: Reginaldo		
		Estaca: 717.132,4; 7.026.906,5				Engº Edgar Rel. Nº 521 - 11/12		
CORPOS DE PROVA TALHADOS		ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL RÁPIDO				Visto: Des. Nº		